

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Návrh železničního mostu s horní spřáženou ocelobetonovou
mostovkou

Design of the railway bridge with upper composite steel and
concrete deck

Študent:

Bc. Miroslav Kysela

Vedúci diplomovej práce:

Ing. David Mikolášek, Ph.D.

Ostrava 2017

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Miroslav Kysela**

Studijní program: N3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb

Téma: **Návrh železničního mostu s horní spřaženou ocelobetonovou mostovkou**
Design of the railway bridge with upper composite steel and concrete deck

Jazyk vypracování: slovenština

Zásady pro vypracování:

1. Železniční mosty se spřaženými a jinými mostovkami – teoretický základ, příklady z praxe, výhody, nevýhody, specifiky návrhu těchto konstrukcí.
2. Vybraná konstrukce mostu, definice - základní dokumentace mostu, příčné uspořádání, místní podmínky, ostatní vstupní parametry, apod.
3. Návrh hlavních nosných částí mostu, statický výpočet dle platných norem.
4. Numerický MKP model mostu, posouzení hlavních nosných částí mostu.
5. Ověření únosnosti vybraných detailů mostu, vytipování možných problematických míst v souvislosti s předpokládaným namáháním konstrukce.
6. Výkresová dokumentace mostu – půdorys, pohled řezy, detaily, výrobní výkres vybraného úseku ocelové konstrukce.
7. Porovnání stávající konstrukce mostu s navrženou konstrukcí, diskuse výsledků.

Seznam doporučené odborné literatury:

- ČSN EN 1992-2 - Eurokód 2: Navrhování železobetonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- [2] ČSN EN 1993-2 - Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
- [3] ČSN EN 1994-2 - Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [4] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Praha : ČNI, 2004.
- [5] ČSN EN 1991-1-X: Zatížení konstrukcí (příslušné části). Praha : ČNI.
- [6] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. Praha : ČNI, 2006.
- [7] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha : ČNI, 2006.
- [8] "Structural Steel Designer's Handbook" by R. L. Brockenbrough, P.E. & F. S. Merritt, P.E. 3rd edition, Section 14: Arch Bridges by Arthur W. Hedgren, Jr., P.E., Sr. Vice President, HDR Engineering, Inc., Pittsburgh, PA., Published by McGraw-Hill, Inc.
- [9] Sukhen Chatterjee: The Design of Modern Steel Bridges, Second edition, Oxford 2003, ISBN 0-632-05511-1
- [10] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau
- [11] Internet

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.


Vedoucí diplomové práce: **Ing. David Mikolášek, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2017

Datum odevzdání: 01.12.2017



doc. Ing. Martin Krejsa, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prehlásenie študenta

Prehlasujem, že som celú diplomovú prácu vrátane príloh vypracoval samostatne pod vedením Ing. Davida Mikoláška, Ph.D. a uviedol som všetky použité zdroje a literatúru.

V Ostrave 5.11.2017

.....

podpis študenta

Prehlasujem, že

- som bol oboznámený s tým, že na moju bakalársku prácu sa vzťahuje zákon 121/2000 Zb. - autorský zákon, najmä § 35 – použitie diela v rámci občianskych a náboženských obradov, v rámci školských predstavení a použitie diela školského § 60- školské dielo.
- súhlasím s tým, že jeden výťah diplomovej práce bude uložený v Ústrednej knižnici VŠB-TUO k prezenčnému nahliadnutiu. Súhlasím s tým, že údaje o diplomovej práci budú zverejnené v informačnom systéme V
- súhlasím s tým, že údaje o bakalárskej práci budú zverejnené v informačnom systéme VŠB-TUO.
- bolo dojednané, že s VŠB-TUO , v prípade záujmu z jej strany, uzatvorím licenčnú zmluvu s oprávnením použiť dielo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bolo dojednané, že použiť svoje dielo – bakalársku prácu alebo poskytnúť licenciu na jej použitie môžem len so súhlasom VŠB-TUO, ktorá je oprávnená v takom prípade odo mňa požadovať primeraný príspevok na uhradenie nákladov, ktoré boli VŠB-TUO vynaložené (až do ich skutočnej výšky).
- beriem na vedomie, že odovzdaním svojej práce súhlasím so zverejnením svojej práce podľa zákona č.111/198 Zb., o vysokých školách a o zmene a doplnení ďalších zákonov (zákon o vysokých školách), v znení neskorších predpisov, bez ohľadu na výsledok jej obhajoby.

V Ostrave 20.11.2017

.....
podpis študenta

PodĎakovanie

Touto cestou by som sa chcel poĎakovať Ing. Miroslavi Rosmanitovi, Ph.D. za odborné rady, pripomienky, skvelý prístup a vecné konzultácie, ktoré mi pomohli pri vypracovaní predloženej diplomovej práce, taktiež Ing. Dávidovi Mikolášskovi za pomoc, rady a konzultácie pri tvorbe priestorového modelu. Ďalej chcem poĎakovať Martinovi Kyselovi, študentovi Strojníckej fakulty, Žilinskej univerzity v Žiline za cenné rady v oblasti technológie zvárania

Anotácia

KYSELA, Miroslav. *Návrh železničného mostu s horní spřaženou ocelobetonovou mostovkou*. Ostrava, 2017. Diplomová práce. VŠB - Technická univerzita Ostrava, 171 s. Vedúci diplomovej práce Ing. Dávid Mikolášek, Ph.D.

Cieľom diplomovej práce je návrh dvojpoľového spojitého železničného mostu s hornou spriahnutou oceľobetónovou mostovkou. Práca obsahuje teoretický rozbor spriahnutých oceľobetónových mostov a špecifických riešení podľa platných noriem. Súčasťou statického výpočtu je predbežný návrh mostnej konštrukcie a následne zjednodušená globálna analýza s použitím priestorového modelu MKP. Záver práce tvorí porovnanie výsledkov a vyhodnotenie zvolených postupov.

Kľúčové slová

spriahnutá oceľobetónová konštrukcia, trámový most, statický posudok, železničný most, horná oceľobetónová mostovka,

Annotation

The aim of the diploma thesis is design of the two-span continuous railway bridge with upper composite steel and concrete bridge. The thesis contains a theoretical analysis of composite steel and concrete bridges and specific solutions according to valid standards. Part of the static calculation is the preliminary design of bridge structure and than simplified global analysis using spatial model of FEM. Conclusion of the work contains comparison of the results and the evaluation of chosen procedures.

Key words

composite steel and concrete structure, girder bridge, static analysis, railway bridge, upper composite steel and concrete deck,

OBSAH

Zoznam použitého značenia.....	10
1 Úvod.....	12
2 Teoretický rozbor.....	13
2.1 Plnosťenné trámové mosty s doskovými mostovkami.....	13
2.2 Spriahovacie prvky	19
2.3 Analýza spriahnutých oceľobetónových mostov.....	22
2.4 Zaťaženie spriahnutých oceľobetónových mostov	23
2.5 Zjednodušená globálna analýza oceľobetónových spriahnutých mostov	34
2.7 Priestorové mkp modely oceľobetónových spriahnutých mostov.....	47
3 Popis stavebného objektu.....	51
3.1 Návrh mostnej konštrukcie	51
3.2 Situovanie objektu	53
3.3 Základné údaje.....	54
3.4 Pôvodný stav.....	57
3.5 Nový stav	58
4 Návrh nosnej konštrukcie mostu.....	61
4.1 Zaťaženie	61
4.2 Predbežný návrh MSÚ.....	73
4.3 Predbežný návrh MSP	100
5 Výpočtový MKP model	102
5.1 Tvorba geometrie modelu.....	102
5.2 FázY výstavby	104
5.3 Zaťaženie modelu	106
5.4 Kombinácie zaťaženia	110
5.5 Lineárny výpočet	110
5.6 nelineárny Výpočet.....	111

6	Výsledný posudok nosnej konštrukcie.....	116
6.1	Vnútorne sily	117
6.3	Posudok Hl. nosníku $x=4,0$ m – zmena prierezu	121
6.1	Posudok hl. nosníku $x = 10,0$ m–max. moment	126
6.2	Posudok hl. nosníku $x = 19,4$ m–montážny styk.....	131
6.3	Posudok hl. nosníku $x = 24,0$ m–nad pilierom	136
6.4	Posúdenie spriahnutia	141
6.5	Návrh a posúdenie zvarov hl. nosníka.....	145
6.6	Montážny styk hlavného nosníka	148
6.7	Návrh a posúdenie priečnika	150
6.8	Reakcie na ložiská	153
7	Medzný stav použiteľnosti	155
7.1	zvislé deformácie	155
7.2	Obmedzenie trhlín v betóne.....	157
8	Porovnanie výsledkov	159
8.1	Predbežný výpočet a globálna mkp analýza.....	159
8.2	Napätie v železobetónovej doske	160
8.3	Napätie v oceľovom profile.....	161
9	Záver	163
	ZOZNAM OBRÁZKOV	165
	ZOZNAM TABULIEK	169
	ZOZNAM POUŽITEJ LITERATÚRY	170
	PRÍLOHY	

ZOZNAM POUŽITÉHO ZNAČENIA

A	plocha prierezu	$[\text{mm}^2]$
A_{net}	oslabená plocha prierezu	$[\text{mm}^2]$
A_s	plocha jadra skrutky	$[\text{mm}^2]$
F	zaťažovacia sila	$[\text{kN}]$
$F_{b,Rd}$	odolnosť spojovacieho materiálu v otláčení	$[\text{kN}]$
$F_{v,Rd}$	odolnosť spojovacieho materiálu v strihu	$[\text{kN}]$
I_y, I_z	moment zotrvačnosti prierezu k ose y a z	$[\text{mm}^4]$
I_t	moment zotrvačnosti v jednoduchom krútení	$[\text{mm}^4]$
I_w	výsečový moment zotrvačnosti	$[\text{mm}^6]$
L	rozpätie poľa	$[\text{m}]$
MSP	medzný stav použiteľnosti	-
$MSÚ$	medzný stav únosnosti	-
M_y	ohybový moment	$[\text{kNm}]$
M_{Ed}	návrhová hodnota ohybového momentu	$[\text{kNm}]$
M_{cr}	pružný kritický moment pri strate priečnej a torznej stability	$[\text{kNm}]$
$M_{pl,Rd}$	návrhový plastický ohybový moment únosnosti prierezu	$[\text{kNm}]$
N_{cr}	kritická hodnota normálovej sily pri vzpere	$[\text{kN}]$
N_{Ed}	návrhová hodnota osovej sily	$[\text{kN}]$
N_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti v ťahu	$[\text{kN}]$
P	osamelá sila pri ručnom výpočte	$[\text{kN}]$
Q_{tk}	charakteristická hodnota odstredivej sily	$[\text{kN}]$
Q_{td}	návrhová hodnota odstredivej sily	$[\text{kN}]$
V_{Ed}	návrhová hodnota posúvajúcej sily	$[\text{kN}]$
V_{Rd}	návrhová únosnosť vo šmyku	$[\text{kN}]$
$W_{pl,y}, W_{pl,z}$	plastický prierezový modul k osi y a z	$[\text{mm}^3]$

W_y, W_z	pružný prierezový modul k osi y a z	[mm ³]
d	priemer skrutky	[mm]
d_0	priemer otvoru	[mm]
f_y	medza klzu ocele	[MPa]
f_u	medza pevnosti ocele	[MPa]
g	hodnota zaťaženia	[kN/m], [kN/m ²]
k	konštanta tuhosti;	[N/mm]
m	celková hmotnosť kmitajúcej časti lávky	[kg]
t_f	hrúbka príruby valcovaného prierezu	[mm]
t_w	hrúbka stojiny valcovaného prierezu	[mm]
γ_{M0}	čiastkový súčiniteľ únosnosti prierezu ľubovoľnej triedy	
γ_{M2}	čiastkový súčiniteľ únosnosti prierezu	
κ_{wt}	parameter krútenia	
λ	štíhlosť	
$\bar{\lambda}$	pomerná štíhlosť	
μ_{cr}	bezrozmerný kritický moment	
χ_{LT}	súčiniteľ klopenia	

Ďalšie značky sú definované pri prvom výskyte.

Značky v tejto práci môžu mať viac významov.

1 ÚVOD

Cieľom diplomovej práce je návrh a posúdenie hlavných nosných častí železničného mostu s hornou spriahnutou ocel'obetónovou mostovkou na úrovni projektu pre realizáciu. Vytvorenie funkčného priestorového modelu v softvéri využívajúcom metódu konečných prvkov so zohľadnením všetkých špecifik tohto druhu stavby a rozšírenie si vedomostí v oblasti navrhovania tohto typu konštrukcií.

Práca je rozdelená do viacerých častí.

Úvodná časť je venovaná teoretickému rozboru problematiky spriahnutých ocel'obetónových mostov. Obsahuje rozdelenie mostných konštrukcií podľa použitia, priestorového usporiadania a používaných technológií. Analýzu spojitých nosníkov a správanie sa betónu v oblasti namáhanej záporným momentom a z toho vyplývajúce špecifiká pre výpočet.

Nasleduje výber vhodnej mostnej konštrukcie pre riešenie a jej predbežný ručný výpočet, ako podklad pre globálnu zjednodušenú analýzu metódou konečných prvkov.

Statický výpočet bude obsahovať hodnoty dosiahnutých napätí v betónovej a ocel'ovej časti po výške prierezu vo vybraných rezoch a tiež posúdenie únavových detailov, ktoré sú pre mostné stavby dôležitou súčasťou.

Konštrukcia bude taktiež posúdená z pohľadu medzného stavu používateľnosti pre plynulý chod dopravy a pohodlia cestujúcich.

Všetky tieto kroky by mali viesť k úspešnému návrhu rešpektujúcim všetky platné normy a predpisy. Súčasťou bude vytvorenie výkresovej dokumentácie požadovanej úrovne a rozsahu.

2 TEORETICKÝ ROZBOR

2.1 PLNOSTENNÉ TRÁMOVÉ MOSTY S DOSKOVÝMI MOSTOVKAMI

V druhej polovici minulého storočia došlo k prudkému rozvoju plnostenných trámových mostov. Dôvody ktoré zapríčinili nárast používania tohto typu konštrukcií boli:

- uplatnenie zvarania, ktoré umožnilo vytvoriť takmer ľubovoľný tvar konštrukcie
- zvládnutie teoretického riešenia stability štíhlych stien, čo umožnilo zníženie hrúbky stien nosníkov
- vývoj a využívanie ocelí vyšších pevností so zaručenou zvariteľnosťou
- zvládnutie teórie priestorového spolupôsobenia jednotlivých častí nosnej konštrukcie mosta, ako napríklad ortotropnej plechovej mostovky alebo spriahnutej železobetónovej mostovky s hlavnými nosníkmi

Plnostenné trámové mosty s doskovými mostovkami sa stali bežnými typmi mostov pre všetky druhy dopravy (mosty pozemných komunikácií, dráhové mosty a lávky pre chodcov). Podľa použitých materiálov ich môžeme rozdeliť na:

- plnostenné trámové mosty so železobetónovou mostovkou – spriahnuté ocelobetónové mosty (obr. 2-1)
- plnostenné trámové mosty s plechovou ortotropnou mostovkou (obr. 2-2)



obr. 2-1 Spriahnutý ocelobetónový most



obr. 2-2 Trámový most s ortotropnou mostovkou vystužený oblúkom

Pri pozemných komunikáciách sa najčastejšie navrhujú mosty s hornou mostovkou, aby bolo možné navrhnuť mostovku rôznej šírky (obr. 2-1) . Vo väčšine prípadov majú väčší počet hlavných nosníkov. Zvlášť je to výhodné pri oceľobetónových mostoch, pretože železobetónová mostovka tvorí tlačný pás spriahnutého nosníka.

Pri mostoch dráhových komunikácií, hlavne jednokoľajových, je šírka mosta podstatne menšia, a preto sa navrhujú aj plnostenné trámové mosty s dolnou mostovkou. Pri týchto mostoch sa mostovka využíva ako žľab pre uloženie priebežného koľajového lôžka. [1]

2.1.1 Plnostenné trámové mosty so železobetónovou mostovkou

Vhodné vlastnosti betónu v tlaku a ocele v ťahu sú využívané aj pri navrhovaní spriahnutých oceľobetónových mostov s hornou mostovkou. Železobetónová doska, ktorá tvorí mostovku, je zároveň súčasťou spriahnutého prierezu trámového mosta. Dokonalým zabezpečením prenosu šmykových síl medzi železobetónovou doskou a oceľovým prierezom vzniká spriahnutý prierez.[1]

Nespornou výhodou spriahnutia dvoch materiálov je značná úspora ocele, ktorá sa dosiahne tým, že sa časť prierezu ktorý prenáša tlakové napätie nahradí železobetónovou doskou. Ďalšie výhody sú, že železobetónová doska je zároveň mostovkou, pozdĺžnym stužením a nosným podkladom vozovky príp. koľajového lôžka.

Hlavným prínosom spriahnutých oceľobetónových mostov oproti železobetónovým a predpätým mostom je nižšia hmotnosť z čoho vyplývajú ďalšie

výhody. Pôsobí na podpernú konštrukciu menšími silami, je jednoduchšie realizovateľná a so zväčšujúcim sa rozpätím konštantná spotreba betónu.

Dôležitou prednosťou je ich veľká ohybová tuhosť oproti oceľovým mostom, čo umožňuje navrhovať mosty s hornou mostovkou aj pri obmedzenej stavebnej výške.

Nevýhodou je, že v prípade spojitých mostov je v nadpodporových oblastiach betón namáhaný výraznými ťahovými silami, ktoré bez dodatočného vystuženia nedokáže preniesť. Alebo je nutné zabezpečiť dostatočnú tlakovú rezervu v doske dodatočným predpätím, príp. montážnym postupom. [1]

2.1.2 Materiály na zhotovenie spriahnutých oceľobetónových mostov

Vzhľadom na to, že z konštrukčných dôvodov a z dôvodov lokálnej odolnosti musí mať železobetónová doska kapacitu únosnosti, ktorá nie je naplno využitá, je možné používať na nosníky ocele vyšších pevností. Vďaka väčšej ohybovej tuhosti a jednoduchým konštrukčným detailom nemá použitie ocelí vyšších pevností nepriaznivý dopad na priehyb a únavovú odolnosť spriahnutého prierezu.

Posunutie ťažiska spriahnutého prierezu bližšie k oblasti železobetónovej dosky alebo hornej príruby oceľového nosníka, prispieva k stabilite steny oceľového nosníka.

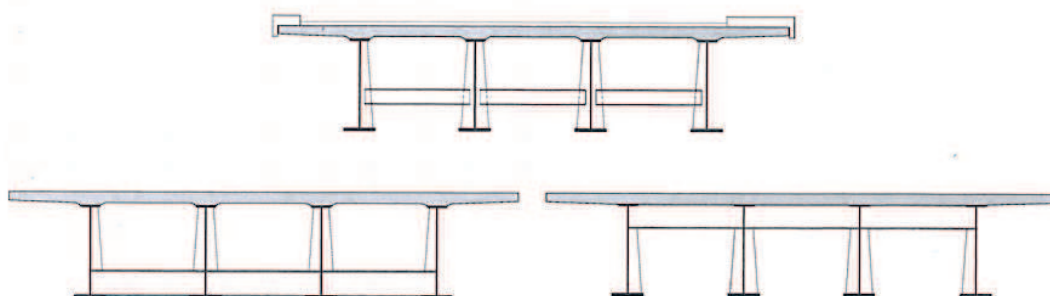
Železobetónová doska sa najčastejšie zhotovuje ako monolitická z bežných betónov používaných v mostnom staviteľstve.

Dôležitou súčasťou spriahnutého prierezu sú spriahovacie prvky, ktoré prenášajú šmykové účinky medzi oceľovou prírubou a železobetónovou doskou. Okrem toho spriahovacie prvky prenášajú aj vertikálne sily, čím zabraňujú oddeleniu železobetónovej dosky od príruby oceľového profilu. [1]

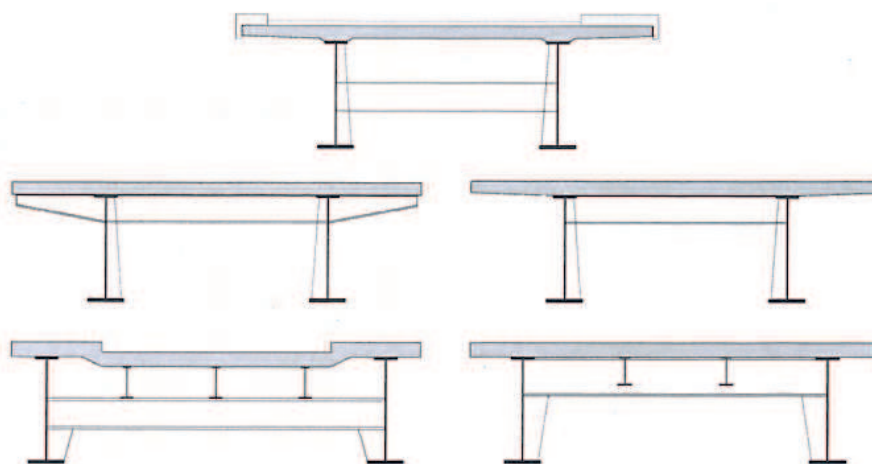
2.1.3 Dispozičné riešenie spriahnutých oceľobetónových mostov pozemných komunikácií

Spriahnuté oceľobetónové trámové mosty sa obvykle navrhujú pre malé a stredné rozpätia s niekoľkými hlavnými nosníkmi spriahnutými s hornou železobetónovou doskovou mostovkou. Tieto mosty navrhujeme prevažne bez pozdĺžnikov a priečných nosníkov a doska je spriahnutá iba s hlavnými nosníkmi. Hlavné nosníky sú spojené priečnymi stužidlami a spoločne tvoria nosníkový rošt. (obr. 2-3) V súčasnej dobe sa

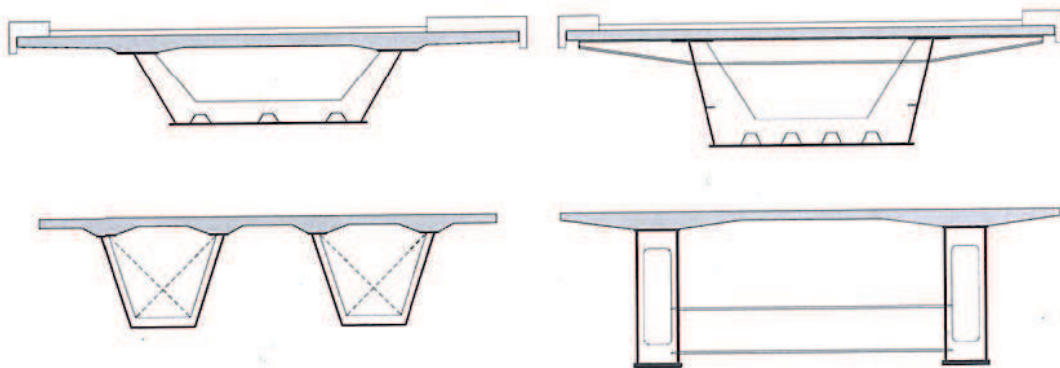
preferujú nosné systémy s minimálnym počtom hlavných nosníkov, dôvodom je úspora ocele a hlavne menší počet ložísk. Mostné ložiská sú veľmi podstatnou a nezanedbateľnou položkou pri návrhu mostnej konštrukcie, taktiež ich výmena počas životnosti. Pri väčších vzdialenostiach je vhodné dosku priečne predopnúť, čím sa môže dosiahnuť úspora. Taktiež môžeme využiť priečniky a pozdĺžniky a spriahnuť ich so železobetónovou doskou (obr. 2-4) alebo spriahnuté mosty s uzavretým jednokomorovým alebo viackomorovým prierezom. (obr. 2-5) [1]



obr. 2-3 Priečne rezy pozemných komunikácií s viacerými nosníkmi [1]



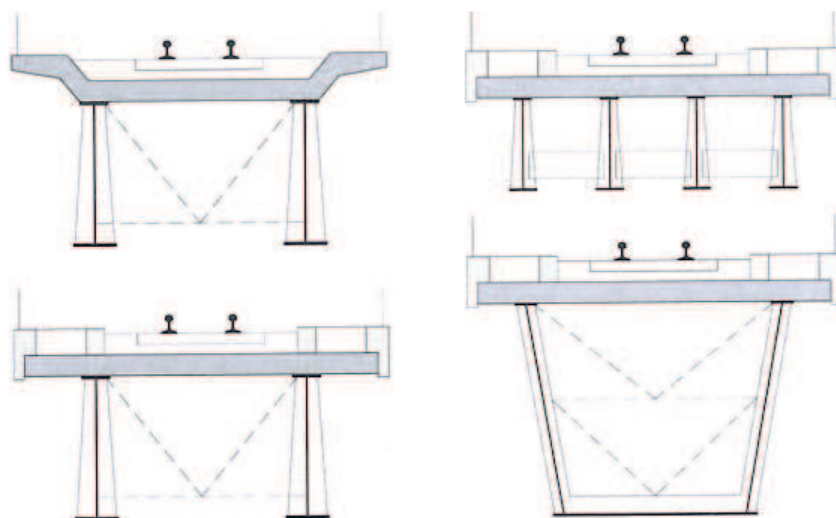
obr. 2-4 Priečne rezy pozemných komunikácií s viacerými nosníkmi [1]



obr. 2-5 Priečne rezy pozemných komunikácií s komorovými nosníkmi [1]

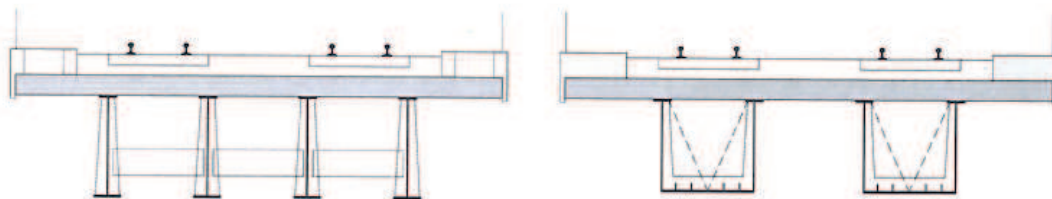
2.1.4 Dispozičné riešenie spriahnutých ocel'obetónových mostov dráhových komunikácií

Typickým reprezentantom dráhových komunikácií sú železničné komunikácie. Železničné spriahnuté ocel'obetónové mosty sa navrhujú s hornou alebo dolnou mostovkou. V prípade dolnej mostovky, je doska spriahnutá s hlavnými nosníkmi, priečnymi nosníkmi a prípadne aj s pozdĺžnikmi. Pri zvolení hornej mostovky je doska spriahnutá iba s hlavnými nosníkmi. Železobetónová spriahnutá doska slúži ako vaňa pre priebežné koľajové lôžko. Najčastejší počet hlavných nosníkov sú dva, pri dostatočnej stavebnej výške. Platí to hlavne pri jednokoľajových mostoch. Osová vzdialenosť hlavných nosníkov pri variante s dvoma hlavnými nosníkmi a koľajovým lôžkom je od 2,6 m do 2,8 m. Pri obmedzenej stavebnej výške sa môže počet nosníkov zvýšiť až na štyri. (obr. 2-6)



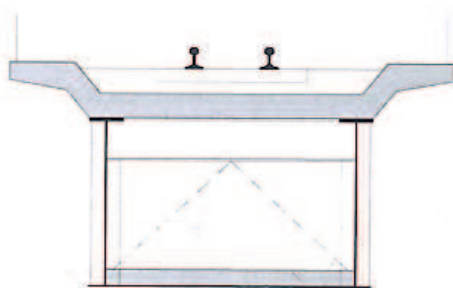
obr. 2-6 Priečne rezy železničných mostov [1]

Pre dvojkoľajné mosty sa využíva najčastejšie štvorica hlavných nosníkov, alebo dva komorové prierezy. (obr. 2-7) V našich podmienkach sa však dvojkoľajné mosty zvyknú navrhovať ako dve samostatné konštrukcie pre každú koľaj.



obr. 2-7 Pričný rez železničnými mostami pre dvojkoľajné trate [1]

V prípade spojitých mostných konštrukcií o viacerých poliach, kde v mieste podpier vznikajú ťahové sily pri hornom a tlakové pri dolnom okraji, je možné spriahnutý dolný okraj plnostenných trámov spriahnuť s ďalšou doskou. Takto vytvorená dolná spriahnutá železobetónová doska sa podieľa na prenose tlakových síl a zároveň stabilizuje tlačný dolný pás ocelového nosníku nad podperou. Treba však dbať na to, aby horná doska bola dostatočne vystužená a bola dodržaná maximálna šírka trhlín. [1]

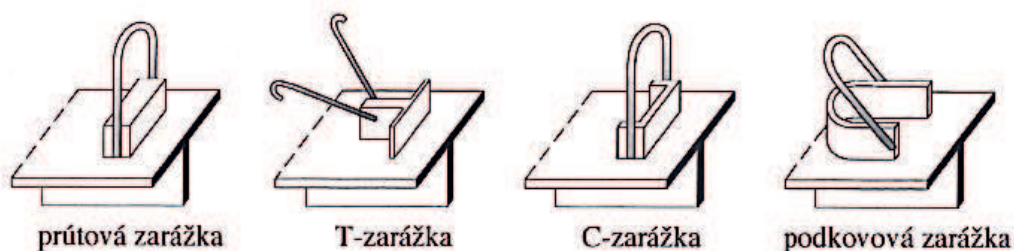


obr. 2-8 Pričný rez spojitým železničným mostom s dolnou spriahnutou doskou [1]

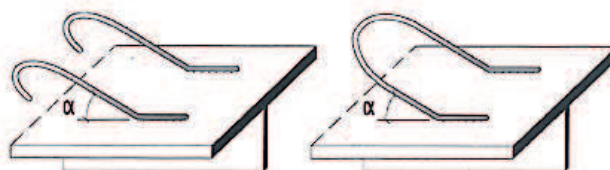
2.2 SPRIAHOVACIE PRVKY

Pozdĺžna šmyková sila, ktorá vzniká v mieste spojenia medzi oceľovým nosníkom a železobetónovou doskou sa musí preniesť šmykovým spojením. Pri zanedbaní súdržnosti medzi betónom a oceľou, tak funkciu šmykového spojenia musia preniesť spriahovacie prvky. Poznáme rôzne typy spriahovacích prostriedkov, blokové zarážky, uholníkové spriahovacie prvky, kotvy a slučky, perforované pásy a v neposlednom rade spriahovacie tĺne. Spriahovacie prvky Hilti sa na mostných konštrukciách nepoužívajú.

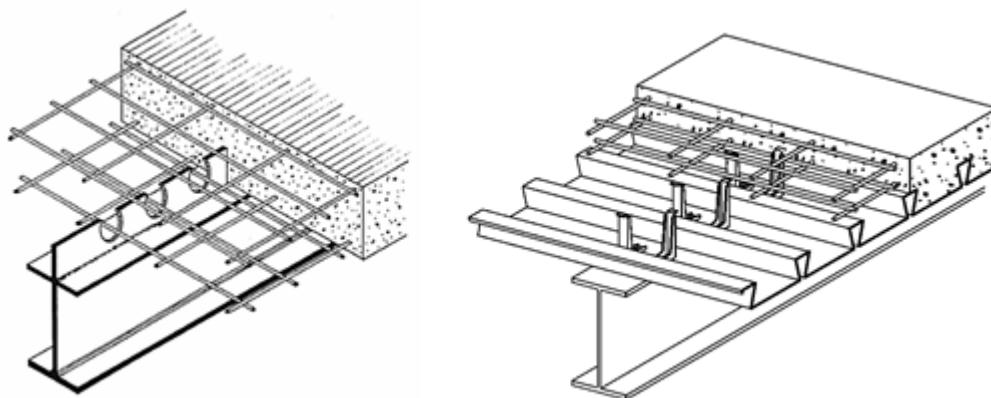
[3]



obr. 2-9 Blokové zarážky [3]



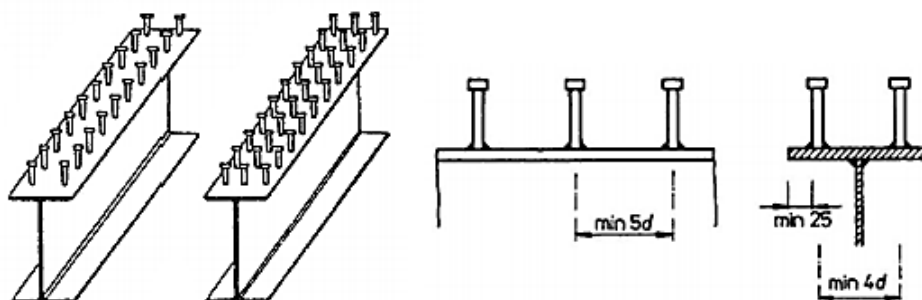
obr. 2-10 Kotvy a slučky [3]



obr. 2-11 Vľavo použité perforovanej lišty, vpravo spriahovacie prvky Hilti

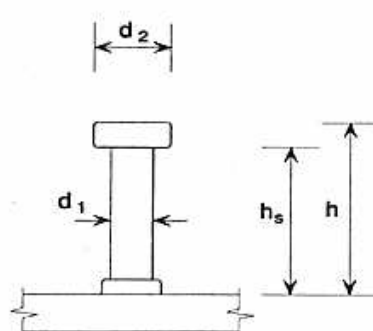
2.2.1 Spriahovacie trne

Najväčšiu pozornosť budeme venovať práve tomuto spriahovaciemu prvku, ktorý je najvhodnejší a preto najpoužívanější v mostnom staviteľstve. Dôvodom je jeho dostatočná deformačná kapacita, ktorá dovoľuje dostatočné prerozdelenie pozdĺžnej šmykovej sily medzi jednotlivými trňmi. (obr. 2-12)



obr. 2-12 Rozmiestnenie spriahovacích trňov na ocelovom nosníku [3]

Na (obr. 2-13) je označenie a rozmery niektorých vybraných spriahovacích trňov.

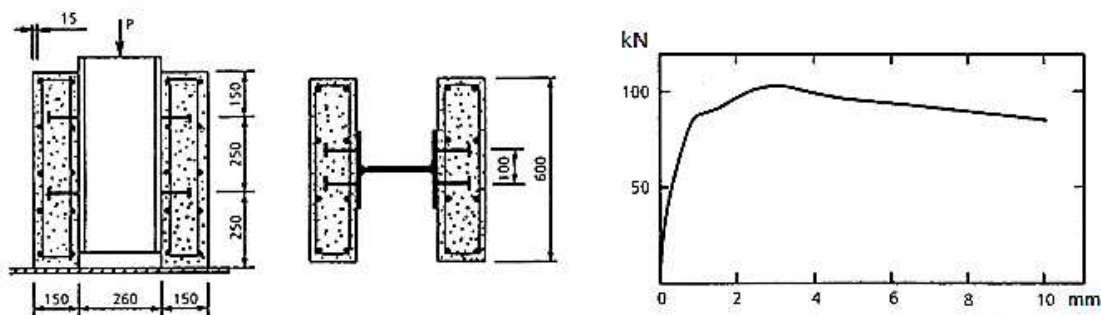


d_1	13	16	19	22	25
d_2	25	32	32	35	40
$h_d = h - h_s$	8,0	8,0	10,0	10,0	12,0
h	50		-		
	75				
	-		90		-
	100 - 250 ... á 25				
	-	275		-	
	300 - 400 ... á 50				

obr. 2-13 Rozmery niektorých spriahovacích trňov [1]

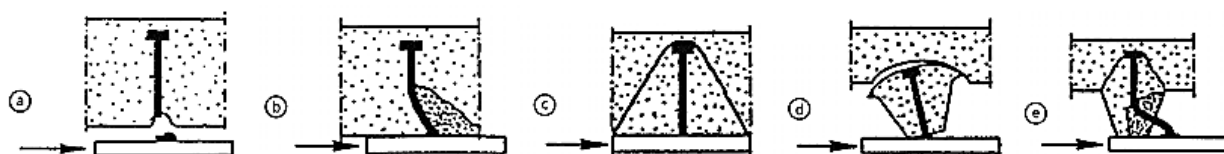
2.2.2 Vlastnosti spriahovacích trňov

Najviac údajov o vlastnostiach spriahovacích prvkov, ako je zaťaženie pri porušení, spôsob porušenia a závislosť deformácie od zaťaženia, sa dá zistiť z pretlačovacích skúšok. Ideálne by bolo určovanie týchto vlastností na spriahnutých nosníkoch, povoľuje sa však vykonanie skúšky na vzorkách pozostávajúcich s fragmentu ocelového nosníka spojeného s dvoma betónovými doskami. Podrobnosti vytvorenia vzorky na (obr. 2-14) sú v ČSN EN 1994-1-1. [3]



obr. 2-14 Skúšobná vzorka vlastnosti trňov, závislosť deformácie od zaťaženia [3]

Typický priebeh závislosti deformácie od zaťaženie je vidieť na (obr. 2-14). Výsledkom skúšky taktiež sú spôsoby porušenia tohto spojenia ktoré môžeme vidieť na (obr. 2-15). [3]



obr. 2-15 Spôsoby porušenia šmykového spojenia trňmi [3]

a) ušmyknutie trňa, b) lokálne porušenie betónu, c) vytrhnutie betónového klina, d) ušmyknutie betónového rebra, e) rozdrvenie bet. rebra alebo ťahové šmykové porušenie

2.3 ANALÝZA SPRIAHNUTÝCH OCEĽOBETÓNOVÝCH MOSTOV

Spriahnuté trémové oceľobetónové mostné konštrukcie sa väčšinou počítajú teóriou I. rádu, avšak pri zaťažení poklesom podpory je vhodnejšie využiť analýzu II. rádu. Vzhľadom na tuhosť železobetónovej dosky a tuhosť stužidiel sa spriahnutá mostná konštrukcia správa ako priestorovo tuhý systém a spĺňa kritérium malých deformácií. Vnútorne sily pôsobiace v konštrukcii môžeme vyšetrovať modernými metódami stavebnej mechaniky za pomoci software využívajúci MKP, kde najlepšie vystihneme priestorové pôsobenie konštrukcie ako celku. V prípade jednoduchších mostov si vystačíme s roštovou náhradou skutočnej konštrukcie. V ostatných prípadoch kde roštová náhrada nie je dostačujúca, môžeme použiť kombináciu plošných a prútových prvkov, príp. objemových prvkov, avšak toto sa značne prejaví na zložitosti modelu a doby potrebnej k výpočtu výsledkov.

Pri posúdení z hľadiska používateľnosti sa musí uvažovať vplyv zmeny teploty a aj reologické zmeny betónu v čase akými sú dotvarovanie a zmrašťovanie. Taktiež sa musí overiť, či v medznom stave používateľnosti pôsobí mostná konštrukcia pružne podľa [4] a maximálne napätie nepresiahne medzu klzu ocele. Pôsobenie betónu v ťahu sa zanedbáva a ťahové sily prenáša výstuž dosky. Vzhľadom k pružnostnej analýze platí princíp superpozície a napätie v jednotlivých fázach výstavby sa môžu spočítavať.

Pre spojené spriahnuté oceľobetónové mosty o viacerých poliach je vhodné použiť časovo závislú analýzu TDA, ktorá najpresnejšie vystihne zmeny tuhosti konštrukcie ako celku, v celej životnosti mostu vrátane štádií výstavby. [1]

Je veľmi dôležité, pre korektný a správny návrh, vystihnúť pôsobenie mostnej konštrukcie vo všetkých štádiách jej životnosti.

2.4 ZAŤAŽENIE SPRIAHNUTÝCH OCEĽOBETÓNOVÝCH MOSTOV

Zaťaženie mostných objektov sa vo všeobecnosti rozdeľuje na stále a premenné, avšak stále zaťaženie pri spriahnutých konštrukciách sa delí do dvoch častí. Prvá časť zaťaženia pôsobí už pred zatvrdnutím železobetónovej dosky, druhá časť začína pôsobiť na spriahnutú konštrukciu. V prvom prípade sú namáhané iba oceľové nosníky v druhom prípade spriahnutý prierez. Preto je veľmi dôležité správne rozdeliť zaťaženie, podľa zvoleného postupu výstavby. Premenné zaťaženie pôsobí vždy až na spriahnutú konštrukciu.

2.4.1 Zaťaženie počas výstavby

Postup montáže má veľký vplyv na vnútorné sily, a preto musí byť známy už pri návrhu mosta. Zahŕňa spôsob osadenia oceľovej konštrukcie napr. vysúvanie alebo osadenie žeriavom, taktiež podopretie oceľovej konštrukcie počas betonáže dosky. Ak počas betonáže konštrukcie nie je podpretá, všetko zaťaženie prenášajú oceľové nosníky (vlastná hmotnosť, tiaž betónovej dosky, debnenia, výstuže). Spriahnuté nosníky potom prenášajú iba zvyšok stáleho zaťaženia (vozovka, koľajové lôžko, zábradlie pod.). Preto je pri každom návrhu zhodnotiť vhodnosť použitia podperných skruží, ktoré dočasne prenesú zaťaženie, kým nezačne železobetónová doska spolupôsobiť s oceľovým profilom. V tomto prípade by všetkému stálemu zaťaženiu vzdoroval už spriahnutý prierez.

Príklad montážneho podoprenia v strede rozpätia poľa dočasným piliérom PÍŽMO a postupnou betonážou dosky na (obr. 2-16), postup výstavby bol zahrnutý do statického výpočtu mostnej konštrukcie.



obr. 2-16 Fáza výstavby při realizaci mostu D-203 při obci Skalité [10]

2.4.2 Zaťaženie dopravou

Doprava patrí do kategórie premenné zaťaženia. Pri návrhu dopravu reprezentujú rôzne zaťažovacie modely uvedené v [6]. Ktoré svojim účinkom vyvodzujú namáhanie, podobne ako pri reálnom užívaní mostnej konštrukcie.

Pre vozidlá pozemných komunikácií sú to zaťažovacie schémy LM1, LM2, LM3, LM4, a ďalšie účinky od dopravu a užívania mostov, všetky bližšie špecifikované v ČSN EN 1991-1-2.

Pre vozidlá dráhových komunikácií poznáme tieto zvislé zaťažovacie schémy:

Zvislé zaťaženie

- model zaťaženia 71 a model zaťaženia SW/0 (pre spojitý mosty) reprezentujú normálnu železničnú dopravu na hlavných železničných tratiach
- model zaťaženia SW/2 reprezentuje ťažké zaťaženia na vybraných tratiach
- model zaťaženia HSLM reprezentuje zaťaženia od osobných vlakov presahujúcich rýchlosť 200 km/h
- model zaťaženia „nezaťažený vlak“ reprezentuje účinok nezaťaženého vlaku v kombinácii dominantného premenného zaťaženia vetrom

Usporiadanie zaťaženia je bližšie špecifikované v [6]. Charakteristické hodnoty uvedené v [6] sa musia vynásobiť súčiniteľom α , ktorého hodnoty volíme v rozmedzí od 0,75 do 1,46 a bližšie je špecifikovaný v národnej prílohe uvedenej normy.

Vodorovné zaťaženie

- odstredivé sily, pôsobia vo výške 1,8 m nad pojazdným povrchom pre koľaje v prechodinci alebo v oblúku, nenásobí sa dynamickým súčiniteľom ϕ
- bočný ráz, uvažuje sa ako osamelá sila pôsobiaca vodorovne v temene koľajnice kolmo na os koľaje charakteristickej hodnoty 100 kN, násobí sa súčiniteľom α
- zaťaženie od rozjazdu a brzdenia, pôsobia v temene koľajnice v pozdĺžnom smere koľaje ich charakteristické hodnoty sú v [6]

Dynamické účinky (vrátane rezonancie)

Zaťaženie koľajovou dopravou, je v princípe zaťažením dynamickým. V starších normách sa účinky tohto dynamického zaťaženia nahradzovali kvazistatickým výpočtom. Boli vypočítané účinky od definovaného zaťaženia a tie sa vynásobili dynamickým súčiniteľom ϕ . V súčasnej dobe tento spôsob výpočtu ostáva zachovaný v Eurokóde, pri konštrukciách, ktoré nie sú citlivé na dynamické zaťaženie. Pre ostatné sa odporúča dynamická analýza, tá je však žiadaná až pri predpokladanej traťovej rýchlosti 200 km/h.

Výpočet hodnoty dynamického súčiniteľa bude uvedený pri jeho vyčíslení pre návrh konkrétnej mostnej konštrukcie.

Aerodynamické zaťaženie od okoloidúcich vlakov

Tento typ zaťaženia sa uvažuje na konštrukcie susediacich s traťou a uvažujú sa pri rýchlosti vlaku nad 120 km/h.

Vykoľajenie a iné zaťaženia mostov

Železničná konštrukcia sa musí navrhnuť takým spôsobom, aby sa pri vykoľajení vlaku predišlo strate stability alebo zrúteniu celej konštrukcie. Uvažuje sa ako mimoriadne zaťaženie v mimoriadnej návrhovej situácii. [16]

Zostavy zaťažení

Jednotlivé modely zaťažení sa združujú do zostav zaťažení, ktoré sa navzájom vylučujú. Každá zostava sa má uvažovať ako jedno premenné charakteristické zaťaženie pre kombináciu s nedopravným zaťažením. Zostavy sú uvedené v (tabuľka 1). Jednotlivé zaťaženia sa do zostavy zavádzajú ako charakteristické hodnoty vynásobené uvedenými súčinitel'mi. [6]

tabuľka 1: Stanovenie zostav zaťažení železničnou dopravou [6]

Počet kolejí na konstrukci			Sestavy zatížení			Svislé síly			Vodorovné síly			Poznámka
			odkazy EN 1991-2			6.3.2/ 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
1	2	≥ 3	počet zatížených kolejí	sestava zatížení ⁽⁸⁾	zatížená kolej	LM 71 ⁽¹⁾ SW/0 ^{(1),(2)} HSLM ^{(6),(7)}	SW/2 ^{(1),(3)}	nezatížený vlak	rozjezd, brzdění ⁽¹⁾	odstředivá síla ⁽¹⁾	boční ráz ⁽¹⁾	
			1	gr11	T ₁	1			1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	max. svislá 1 s max. podélnou
			1	gr 12	T ₁	1			0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	max. svislá 2 s max. příčnou
			1	gr 13	T ₁	1 ⁽⁴⁾			1	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	max. podélná
			1	gr 14	T ₁	1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾	1	1	max. boční
			1	gr 15	T ₁			1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	boční stabilita s „nezatíženým vlakem“
			1	gr 16	T ₁		1		1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. podélnou
			1	gr 17	T ₁		1		0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. příčnou
			2	gr 21	T ₁	1			1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	max. svislá 1 s max. podélnou
					T ₂	1						
		2	gr 22	T ₁	1			0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	max. svislá 2 s max. příčnou	
				T ₂	1							0,5 ⁽⁵⁾
		2	gr 23	T ₁	1 ⁽⁴⁾			1	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	max. podélná
				T ₂	1 ⁽⁴⁾							
		2	gr 24	T ₁	1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾	1	1	max. boční	
				T ₂	1 ⁽⁴⁾							0,5 ⁽⁵⁾
	2	gr 26	T ₁		1		1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. podélnou	
T ₂			1	1 ⁽⁵⁾								0,5 ⁽⁵⁾
2	gr 27	T ₁		1		0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. příčnou			
		T ₂	1							0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
		≥ 3	gr 31	T _i	0,75				0,75 ⁽⁵⁾	0,75 ⁽⁵⁾	0,75 ⁽⁵⁾	přídavný zatěžovací případ

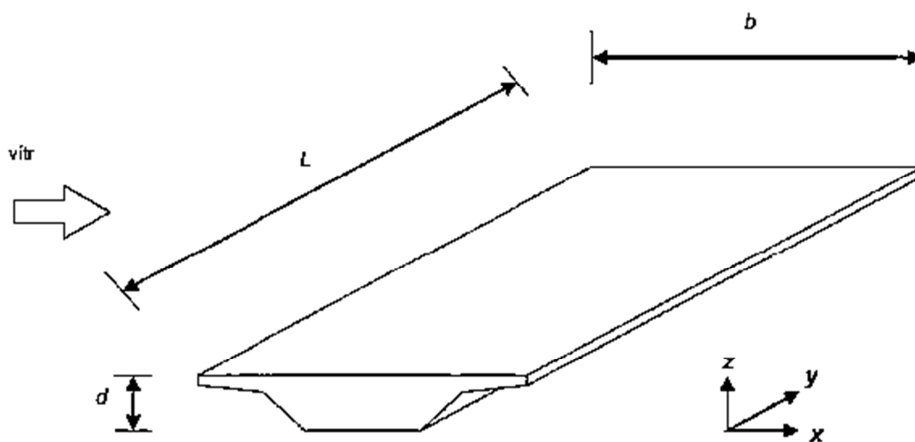
- (1) všechny odpovídající součinitele (α , ϕ , f , ...) se musí uvažovat.
- (2) SW/0 se musí uvažovat jen pro spojitě trémové konstrukce.
- (3) SW/2 je třeba uvažovat jen pro určené tratě.
- (4) Při příznivém účinku se může součinitel redukovat na 0,5, nemůže být nula.
- (5) V příznivých případech se tyto nedominantní hodnoty musí uvažovat rovné nule.
- (6) HSLM a skutečné vlaky, pokud se požadují podle 6.4.4 a 6.4.6.1.1.
- (7) Pokud se požaduje dynamická analýza podle 6.4.4, viz také 6.4.6.5(3) a 6.4.6.1.2.
- (8) Viz také tabulka A2.3 v EN 1990

2.4.3 Nedopravné zaťaženie

Na mostnú konštrukciu pôsobia aj ostatné premenné zaťaženia. Sú to zaťaženie vetrom, zaťaženie snehom, zaťaženie zmenou teploty a deformačné zaťaženia ako napr. pokles podpory.

2.4.3.1 Zaťaženie vetrom

Pre zaťaženie mostných konštrukcií sa uvažujú tri zložky vetra v osách x , y , z , pričom platí súradnicový systém z (obr. 2-17). Bližšia špecifikácia výpočtu hodnôt zložiek vetra je uvedená v ČSN EN 1991-4 časť 8 Zaťaženie mostov vetrom.



obr. 2-17 Smery zaťaženia vetrom na mostoch [5]

2.4.3.2 Zaťaženie snehom

Zaťaženie snehom sa na mostoch v bežných prípadoch nemusí uvažovať, pretože sa logicky vylučuje so zaťažením od dopravy, ktorého účinok je výrazne väčší.

2.4.3.3 Zaťaženie teplotou

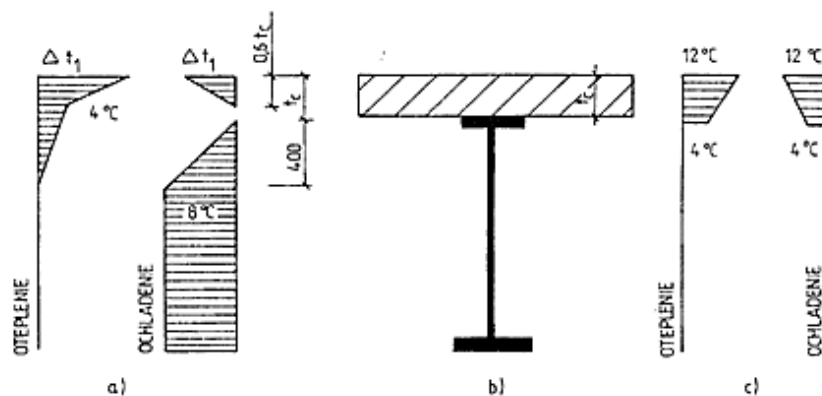
Zaťaženie teplotou môže výrazne ovplyvniť namáhanie konštrukcie a taktiež jej pozdĺžne pretvorenie. Delí sa na dva typy, rovnomerná a nerovnomerná zmena teploty.

Rovnomerná zmena teploty

Závisí na minimálnej a maximálnej teplote. Výsledkom sú rovnomerné zmeny teploty, ktoré môžu spôsobiť dĺžkové zmeny prvku, ktoré v konštrukcii nie sú obmedzené. Bližšia špecifikácia je v [6].

Nerovnomerná zmena teploty

Nerovnomerná zmena teploty po výške prierezu konštrukcie, oteplenie a ochladenie povrchu nosnej konštrukcie. Výpočet týchto zložiek je uvedený v ČSN EN 1991-1-5 časť 6, kde pre rôzne typy mostných konštrukcií nájdeme tabuľkové hodnoty rozkmitu teplôt. Pribeh nerovnomernej zmeny teploty je znázornený na (obr. 2-18).



obr. 2-18 Nerovnomerná zmena teploty, a) všeobecný priebeh, b) priečny rez, c) zjednodušený diagram

2.4.3.4 Deformačné zaťaženie

Pre niektoré návrhové situácie môže byť vhodné zahrnúť do výpočtu deformačné zaťaženie. Pri premost'ovaní vodných tokov môže dôjsť napr. k podmytiu piliera alebo opory a tým spôsobiť pokles podpory konštrukcie. Iné deformačné zaťaženia, sú napríklad montážne navýšenie podpory, pre vnesenie požadovaných napätí do konštrukcie.

2.4.4 Kombinácie zaťažovacích stavov

Zo zaťažovacích stavov sa vytvárajú kombinácie, ktoré majú zahrnúť všetky možné prípady stavu konštrukcie. Kombinácie zaťaženia majú vychádzať z návrhovej hodnoty vlastnej hmotnosti, návrhovej hodnoty hlavného premenného zaťaženia a návrhových hodnôt vedľajších premenných zaťažení. Norma ČSN EN 1990 udáva tri rôzne kombinačné vzorce.

Najkonzervatívnejší je vzorec 6.10 ktorý redukuje súčiniteľom Ψ_0 iba vedľajšie premenné zaťaženie.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

obr. 2-19 Vzorec 6.10 [11]

Alternatívne sa môžu použiť pre medzné stavy STR a GEO ako menej priaznivá kombinácia z nasledujúcich dvoch výrazov, ktoré výraznejšie redukovujú zaťaženie na konštrukciu, čo môže viesť k ekonomickejšiemu návrhu. Súčiniteľ ξ_j redukuje nepriaznivo pôsobiace stále zaťaženie a súčiniteľ $\Psi_{0,1}$ redukuje hlavné premenné zaťaženie.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right.$$

obr. 2-20 Vzorec 6.10a (hore) a 6.10b (dolu)[11]

Pre vlastnú tvorbu kombinácií, sa najčastejšie pre jeho jednoduchosť a konzervatívnosť využíva základný vzorec 6.10, ktorý bol použitý aj v tejto diplomovej práci.

Doporučené hodnoty redukčných súčiniteľov ψ a súčiniteľov γ pre železničné mostné konštrukcie môžeme nájsť v (tabuľka 2) a (tabuľka 3) uvedenej nižšie.

Takto vytvorené kombinácie zaťaženia sa aplikujú na vyšetrovanú konštrukciu a hľadá sa najnepriaznivejší účinok pre vyšetrovanú časť konštrukcie.

Pri tvorbe kombinácií a ich aplikovaní na konštrukciu, je úlohou projektanta skontrolovať, prípadne vytvoriť kombinácie tak, aby neobsahovali logické chyby a v prípade priaznivého pôsobenia vedľajšieho premenného zaťaženia (napr. zvislý vietor nadľahčujúci konštrukciu) tieto zložky kombinácie vynásobiť súčiniteľom zaťaženia 0. Bližšie informácie a odporúčania je možné nájsť v ČSN 1990 prípadne v jej národnej prílohe.

tabulka 2 Doporučené hodnoty ψ železničních mostů [11]

Zatížení		ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{1)}$
Jednotlivé složky zatížení dopravou ⁵⁾	LM 71	0,80	¹⁾	0
	SW/0	0,80	¹⁾	0
	SW/2	0	1,00	0
	Nezatížený vlak	1,00	—	—
	HSLM	1,00	1,00	0
	Rozjezdové a brzděné síly Odstředivé síly Síly interakce způsobené deformací od svislého zatížení	U jednotlivých složek zatížení dopravou v návrhových situacích, kde se zatížení dopravou uvažuje jako jedno vícesměrné hlavní zatížení a nikoli jako sestava zatížení, se mají použít stejné hodnoty součinitelů ψ jako u vedlejších svislých zatížení		
	Boční ráz	1,00	0,80	0
	Zatížení na neveřejných lávkách	0,80	0,50	0
	Skutečné vlaky	1,00	1,00	0
	Vodorovný zemní tlak způsobený přitížením od zatížení dopravou	0,80	¹⁾	0
	Aerodynamické účinky	0,80	0,50	0
Nejúčinnější zatížení dopravou (sestavy zatížení)	gr11 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné	0,8	0
	gr12 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné		
	gr13 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné		
	gr14 (odstředivé/boční ráz)	Max. příčné		
	gr15 (nezatížený vlak)	Příčná stabilita s „nezatíženým“ vlakem		
	gr16 (SW/2)	SW/2 a max. podélné	0,80	0,70
	gr17 (SW/2)	SW/2 a maximální příčné		
	gr21 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné		
	gr22 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné		
	gr23 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné		
	gr24 (odstředivé/boční ráz)	Max. příčné		
	gr26 (SW/2)	SW/2 a max. podélné		
	gr27 (SW/2)	SW/2 a maximální příčné		
	gr31 (LM71 + SW/0)	Doplňkové zatěžovací stavy	0,80	0,60
			0,80	0,60
			0,80	0,60
			0,80	0,60
			0,80	0,60
Ostatní provozní zatížení	Aerodynamické účinky	0,80	0,50	0
	Obecná zatížení pro údržbu na neveřejných lávkách	0,80	0,50	0
Zatížení větrem ²⁾	F_{wk}	0,75	0,50	0
	F_w^{**}	1,00	0	0
Zatížení teplotou ³⁾	T_k	0,60	0,60	0,50
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,80	—	0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	—	1,0

¹⁾ 0,8 pro zatížení pouze 1 koleje;
0,7 pro současně zatížené 2 koleje;
0,6 pro 3 a více současně zatížených kolejí.

²⁾ Pokud zatížení větrem působí současně se zatížením dopravou, nemá se zatížení větrem $\psi_0 F_{wk}$ uvažovat větší než F_w^{**} (viz EN 1991-1-4). Viz A2.2.4(4).

³⁾ Viz EN 1991-1-5.

⁴⁾ Pokud se v trvalých a dočasných návrhových situacích ověřují přetvoření, součinitel ψ_2 pro zatížení kolejovou dopravou se má uvažovat hodnotou 1,00. Pro seismické návrhové situace viz tabulka A2.5.

⁵⁾ Minimální hodnota současně příznivě působícího svislého zatížení s jednotlivými složkami zatížení železniční dopravou (např. odstředivými, rozjezdovými nebo brzdovými) je 0,5 LM71, atd.

POZNÁMKA 5 Pro zvláštní návrhové situace (např. výpočet nadvýšení mostu z hlediska estetického a hlediska odvodnění, výpočet průjezdního průřezu, apod.) lze požadavky na kombinace zatížení stanovit pro konkrétní projekt.

POZNÁMKA 6 Pro železniční mosty se občasné hodnoty proměnných zatížení neuvažují.

tabulka 3 Návrhové hodnoty součinitelů γ pro železničné mosty [11]

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$

(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvažována v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Hodnoty γ pro trvalé a dočasné návrhové situace mohou být stanoveny v národní příloze. ^{NP19)}

Pro trvalé návrhové situace je doporučený soubor hodnot γ :

$\gamma_{G,sup} = 1,05$
 $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$

$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);
 γ_P = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Pro dočasné návrhové situace, při kterých vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, vyjadřuje $Q_{k,1}$ hlavní destabilizující proměnné zatížení a $Q_{k,i}$ vyjadřuje příslušné vedlejší destabilizující proměnné zatížení.

Pokud je postup výstavby kontrolován odpovídajícím způsobem, jsou doporučené hodnoty souboru součinitelů γ :

$\gamma_{G,sup} = 1,05$
 $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$

$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá staveništní zatížení (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá).

⁽¹⁾ Tam, kde se používá protizávaží, lze variabilitu jeho charakteristik zohlednit např. pomocí jednoho nebo obou následujících doporučených pravidel:

- použití dílčího součinitele $\gamma_{G,inf} = 0,8$ tam, kde není vlastní tíha dobře definována (např. kontejner);
- uvažováním odchylek v umístění protizávaží oproti projektu, které je stanoveno úměrně k rozměrům mostu, přičemž velikost protizávaží je definována. U ocelových mostů se v průběhu vysouvání odchylka v umístění protizávaží zpravidla uvažuje hodnotou ± 1 m.

POZNÁMKA 2 Pro ověření zdvihání v místě ložisek u spojitých mostů nebo v případech, kdy ověření statické rovnováhy také zahrnuje odolnost nosných prvků (např. tam, kde ztrátě statické rovnováhy je zabráněno stabilizačním systémem nebo zařízením, např. kotvení, podpěrami nebo zvláštními stojkami), lze kromě dvou oddělených postupů ověření podle tabulek A2.4(A) a A2.4(B) provést kombinované ověření podle tabulky A2.4(A). Soubor hodnot γ lze definovat v národní příloze. Doporučují se následující hodnoty γ : ^{NP20)}

$\gamma_{G,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,inf} = 1,25$

$\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,35$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá);

za předpokladu, že použitím $\gamma_{G,inf} = 1,00$ jak pro příznivou, tak pro nepříznivou část stálých zatížení nevznikne účinek nepříznivější.

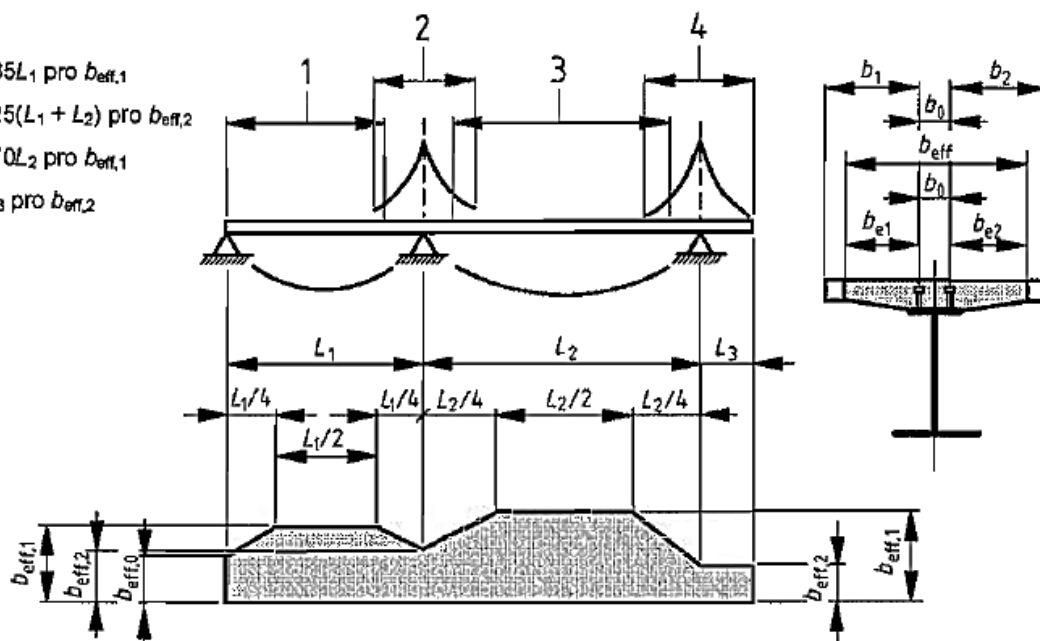
2.5 ZJEDNODUŠENÁ GLOBÁLNA ANALÝZA OCELOBETÓNOVÝCH SPRIAHNUTÝCH MOSTOV

2.5.1 Šmykové ochabnutie železobetónovej dosky

Pri zjednodušenej globálnej analýze, ktorá sa používa pri predbežnom návrhu sa mostná konštrukcia rozdelí na jednotlivé nosníky spriahnuté s železobetónovou doskou. Účinná šírka dosky sa určí podľa [12], ktorá zohľadňuje ochabnutie normálovým napätím vplyvom šmykových síl. Toto šmykové oslabenie sa najviac prejaví pri širokých mostoch, pri mostoch s významnou dĺžkou nie je šmykové ochabnutie tak markantné. Postup výpočtu účinnej plochy železobetónovej dosky je vidieť na (obr. 2-21).

Legenda

- 1 $L_e = 0,85L_1$ pro $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ pro $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70L_2$ pro $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2L_3$ pro $b_{eff,2}$



obr. 2-21 Ekvivalentné rozpätie na určenie spolupôsobiacej šírky [12]

Uprostred rozpätia poľa a nad vnútornou podporou sa účinná šírka vypočíta podľa (1).

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (1)$$

Účinná šírka v koncovej podpere sa vyjadří zo vzťahu (2) a (3).

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (2)$$

$$\beta_i = (0,55 + 0,0025L_e/b_{ei}) \leq 1,0 \quad (3)$$

2.5.2 Zmena tuhosti nosníka, vznik trhlín v betóne

Vnútorne sily sa v zjednodušenej analýze môžu určiť pružnostným výpočtom. Je však dôležité počítať s postupom montáže, aby sa vystihlo správne pôsobenie konštrukcie v čase. S preklzom v spriahnutí sa pri globálnej analýze neuvažuje. Vplyv teploty sa musí zahrnúť, pri jednoducho podopretých nosníkoch 1 a 2 triedy sa môžu zanedbať. Naopak je nutné zahrnúť do výpočtu vplyv trhlín v betónovej doske spôsobených ťahovými silami, vplyv ťahového spevnenia, dotvarovanie a zmrašťovanie betónovej dosky. Zhrnutie významných vplyvov na mostnú konštrukciu ktoré podľa ČSN EN 1994-2 nemôžeme zanedbať, ani pri zjednodušenom návrhu.

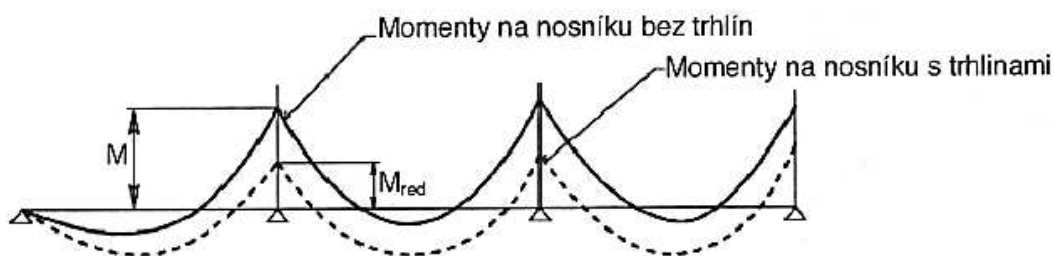
- **postup výstavby**
- **zat'azenie teplotou**
- **spriahnutie bez preklzu**
- **vplyv trhlín v betóne namáhaného ťahom**
- **ťahové spevnenie betónu**
- **dotvarovanie betónu**
- **zmrašťovanie betónu**
- **redistribúcia nadpoperových momentov**

2.5.2.1 Redukcia záporných momentov v oblasti nad vnútornou podperou [3]

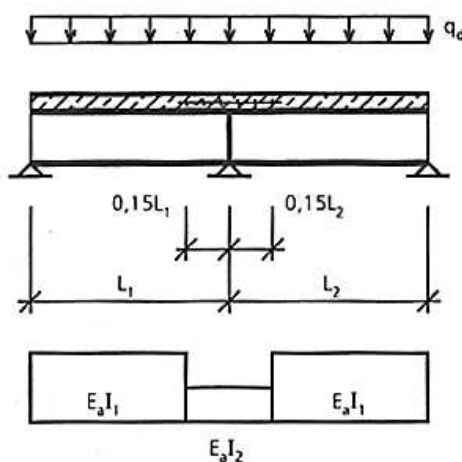
Norma udáva maximálne prípustné zmenšenie momentu podľa triedy prierezu v mieste záporného momentu. Zmena je spôsobená znížením tuhosti spriahnutého prierezu vznikom trhlín až úplným vynechaním betónu v ťahu. Presné pokyny na prípustné zmenšenie nadpodporového momentu sú uvedené v [12], hodnoty redukcii obsahuje (tabuľka 4). Pre takto redukované nadpodporové momenty sa pri nemennom zaťažení dopočíta moment v poli, ktorý sa úmerné zväčší.

tabuľka 4 Limity redistribúcie nadpodporových momentov v % z počiatočnej hodnoty [12]

Trieda prierezu v oblasti záporných momentů	1	2	3	4
Pro analýzu „bez trhlín“	40	30	20	10
Pro analýzu „s trhlínami“	25	15	10	0



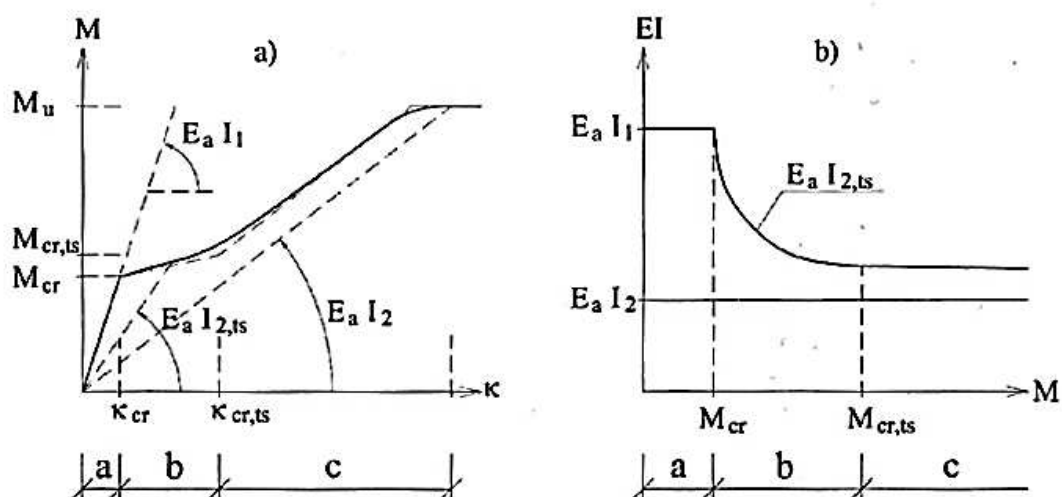
obr. 2-22 Redistribúcia ohybových momentov spriahnutých nosníkov [1]



obr. 2-23 Tuhosť spojitého nosníka pri pružnostnom výpočte s trhlínami [3]

2.5.2.2 Účinky trhlín v betónovej doske [1]

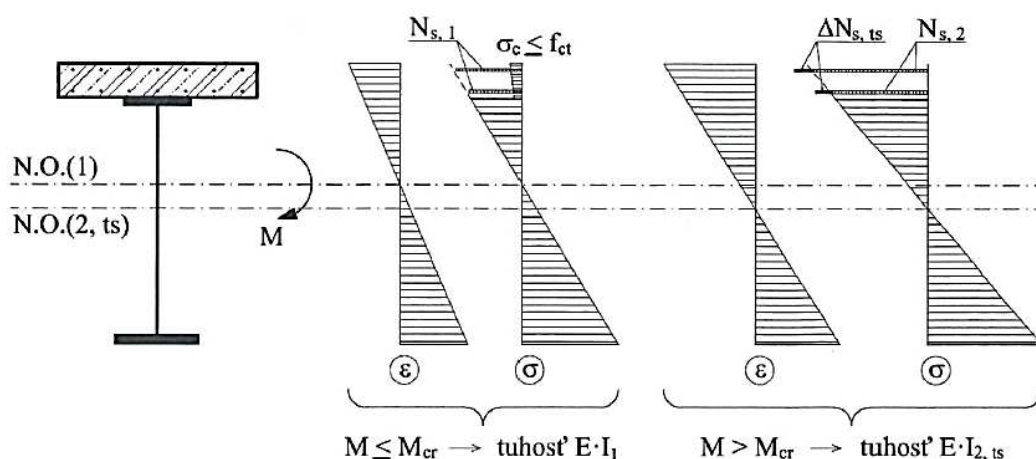
Spojité trámové mosty v oblastiach vnútorných podpier namáhané relatívne veľkými zápornými momentmi. Pokiaľ nie je v betónovej doske dostatočná tlaková rezerva od predpätia alebo montážnych postupov. Toto namáhanie spôsobí redukciiu ohybovej tuhosti betónovej časti (obr. 2-23) a teda aj celého spriahnutého prierezu. Pri analýze spriahnutých oceľobetónových mostov je potrebné tento jav zohľadniť, nakoľko výrazne ovplyvňuje prerozdelenie vnútorných síl. Zmenu krivosti „ κ “ spriahnutého prierezu pôsobiaceho pri zápornom momente vyjadruje (obr. 2-24). Pôsobenie prierezu môžeme rozdeliť do troch štádií. V prvom štádiu (obr. 2-24) časť „a“ pôsobí plne spriahnutý betónový prierez pred vznikom trhlín, betón plne pôsobí s výstužou, až kým nedosiahne medzu pevnosti betónu v ťahu. Toto miesto je na zvislej osi charakterizované ohybovým momentom M_{cr} . Nasleduje štádium „b“ kedy vznikajú nové trhliny, a tuhosť spriahnutého prierezu sa neustále mení až po hranicu $M_{cr,ts}$ kedy betón v ťahu prestane pôsobiť úplne. V štádiu „b“ sa uplatní kvadratický moment prierezu I_{2ts} ktorý zohľadňuje ťahové spevnenie betónu. Pre ďalšie štádium „c“ predpokladáme kvadratický moment I_2 ktorý sa skladá z oceľového profilu a výstuže v betónovej doske. Na obrázku (obr. 2-24) v pravo môžeme vidieť zmenu ohybovej tuhosti, ako funkciu momentu. Nelineárne zmeny tuhosti modelu vplyvom vzniku trhlín môžeme zohľadňovať v globálnej analýze priamo, definovaním materiálového modelu s možnosťou vzniku trhlín. Ďalšie alternatívy zavedenia zmeny tuhosti do globálnej analýzy sú uvedené v [1].



obr. 2-24 Zmena krivosti prierezu, ohybovej tuhosti spriahnutého trámu vplyvom trhlín [1]

Zmena tuhostí je iteračný proces, kedy v prvej fáze zaťažíme konštrukciu a zaznamenáme miesta, kde bolo presiahnuté ťahové napätie v betóne f_{ctm} . Následne v týchto oblastiach zavedieme náhradnú tuhosť EI_2 a výpočet zopakujeme. Tento spôsob je definovaný ako „analýza po vzniku trhlín“ a v súčasnosti je dosť rozšírený. Pre zjednodušenie sa na spojitých mostoch môže využiť zmena tuhosti EI_2 bez predchádzajúceho výpočtu v 15% dĺžky príslušného poľa ako na (obr. 2-23), v ostatných častiach bude pôsobiť prierez z plnou tuhosťou EI_1 . Táto zjednodušená metóda sa však môže aplikovať iba ak sú pomery príľahlých rozpätí medzi podperami aspoň 0,6.

Vplyv ťahového spevnenia betónu po prekročení f_{ctm} (obr. 2-25) má nezanedbateľný vplyv na ťahové napätie vo výstuži a podľa [4] sa s ním musí počítať pri návrhu výstuže.



obr. 2-25 Zmena pretvorení a napätí v priereze po prekročení M_{cr}

U spriahnutých nosníkoch, kde sa v betónovej doske predpokladá vznik trhlín a ktorá nie je predpätá, sa napätie vo výstuži v dôsledku ťahového spevnenia betónu medzi trhlinami zväčší v porovnaní s napätím vypočítaným na spriahnutom nosníku zanedbávajúcim spriahnutý betón. Ťahové napätie σ_s od priameho zaťaženia sa určí zo vzťahu (4) a prídavné napätie $\Delta\sigma_s$ od ťahového spevnenia betónu určíme zo vzťahu (5)

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (4)$$

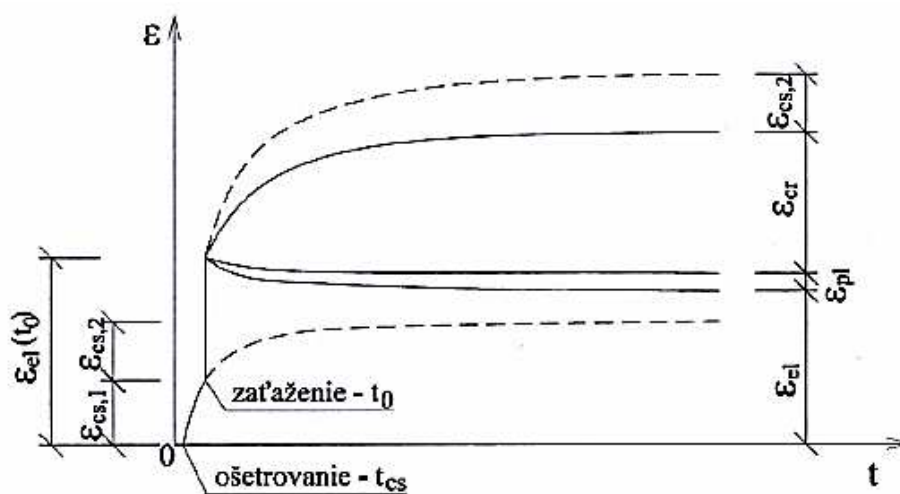
$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (6)$$

Pomer α_{st} zohľadňuje zmenu tuhostí spriahnutého a oceľového prierezu. Bližšie vysvetlenie premenných vo výrazoch (4,5,6) je uvedené. v ČSN EN 1994-2, kap. 7.4.3 Obmedzenie trhlín spôsobených priamym zaťažením.

2.5.2.3 Dotvarovanie a zmrašťovanie betónu [1]

Pri pôsobení nemenného zaťaženia sa pretvorenie a napätie v konštrukcii v čase mení, príčinou sú reologické zmeny vlastností betónu. Dotvarovanie betónu má tri základné zložky, a to dotvarovanie pri konštantnej vlhkosti betónu, dotvarovanie v dôsledku vysychania a zmrašťovanie nezávislé na vplyvu zaťaženia. Pomerné pretvorenie v betóne od zmrašťovania a dotvarovania je znázornené na (obr. 2-26).



obr. 2-26 Pomerné pretvorenie betónu v čase [1]

Pomerné pretvorenie od zmrašťovania ε_{cs} má po skončení času ošetrovania t_0 rýchly nárast, po čase sa však ustáli. Pomerné pružné pretvorenie ε_{el} časom mierne klesá čo je spôsobené miernym nárastom modulu pružnosti betónu v čase. Premenné ε_{cr} zohľadňuje vplyv dotvarovania betónu a ε_{pl} zohľadňuje ostatné nevratné zložky pretvorení.

Zmrašťovanie betónu je objemové skrátenie betónového prvku pri jeho tvrdnutí vplyvom straty neviazanej vody. Na zmrašťovanie, tak ako na dotvarovanie vplýva mnoho na sebe závislých faktorov, a preto sa snažíme zavedenie týchto javov do výpočtu zjednodušiť. Ak je betón súčasťou spriahnutej konštrukcie, je voľnému zmrašťovaniu a dotvarovaniu bránené, a to ovplyvňuje pretvorenie konštrukcie.

Pri analýze spriahnutých mostov sa vhodným spôsobom musia zohľadniť tieto účinky od dotvarovania betónovej dosky. Primárne účinky ovplyvňujú rozdelenie

napätosti v spriahnutom tráme v rámci priečneho rezu. Sekundárne účinky zase reprezentujú vplyvy redistribúcie napätí v rámci prierezov na modifikáciu odozvy na zaťaženie po dĺžke nosníka.

Keďže sa napätosť v spriahnutých oceľobetónových nosníkoch rieši transformáciou na ideálny prierez, môžu sa účinky dotvarovania a zmrašťovania zohľadniť pomerom tuhostí zavedením tzv. pracovného súčiniteľa. Pre stanovenie konečnej hodnoty pracovného súčiniteľa n_L sa vychádza zo vzťahu (7). Pričom platí, že v okamihu vnesenia zaťaženia t_0 nemá tlakové napätie v betóne prekročiť hodnotu $0,45 f_{ck}$.

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \phi_t) \quad (7)$$

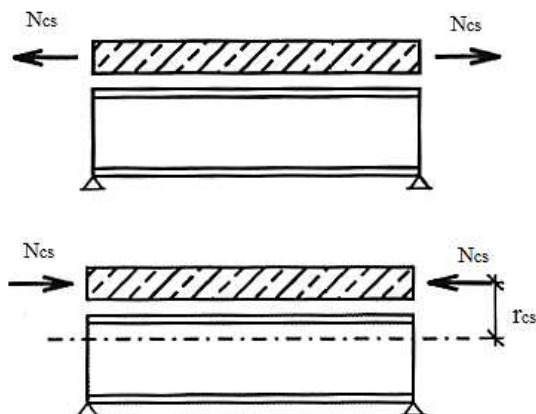
$$n_0 = \frac{E_a}{E_c} \quad (8)$$

Pričom pracovný súčiniteľ n_0 bude použitý pre krátkodobé zaťaženie a obsahuje v čitateli E_a modul pružnosti ocele a v menovateli E_c modul pružnosti betónu. Doporučené hodnoty v [16] pre $\psi_L = 0,55$ pre zmrašťovanie a $\psi_L = 1,1$ pre dotvarovanie. Súčiniteľ dotvarovania ϕ_t je funkciou času definovaný v ČSN 1992-1-1 a jeho výpočet bude súčasťou návrhu a posudku uvedený neskôr.

Napätie v priereze od zmrašťovania je možné určiť jednoduchou dvojkrokovou metódou. V prvej etape predpokladáme, že betónová doska je oddelená od nosníka a jej skráteniu v dôsledku zmrašťovania zabránime fiktívnou ťahovou silou N_{cs} vyjadrenou vo vzťahu (9). V druhej etape fiktívnu silu uvoľníme, necháme teda opačne orientovanú silu pôsobiť v ťažisku dosky na excentricite r_{cs} na spriahnutý oceľobetónový prierez. A podľa (10) vznikne moment M_{cs} ktorý pôsobí na spriahnutý prierez.

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs} E_{cm} A_c \quad (9)$$

$$M_{cs} = N_{cs} r_{cs} \quad (10)$$



obr. 2-27 Model nosníka na výpočet zmrašťovania [3]

Vo vzťahu (9), A_c plochu betónovej časti, ktorú prenáša oceľový nosník, ε_{cs} je pomerné pretvorenie betónu vplyvom zmrašťovania a E_{cm} je modul pružnosti betónu pre zmrašťovanie.

2.5.3 Ideálna prierezová plocha

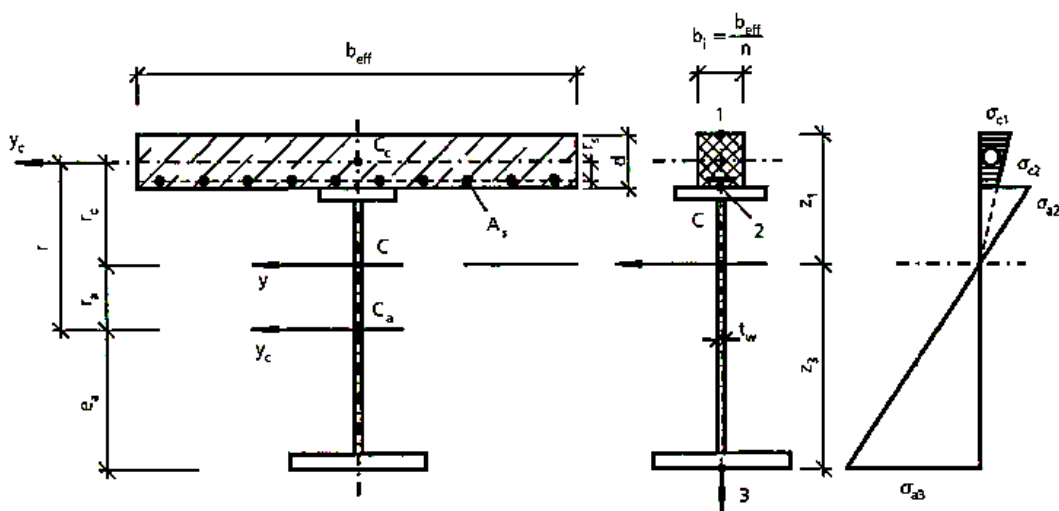
Pre posudzovanie spriahnutých oceľobetónových prierezov podľa teórie pružnosti, aj v tom prípade ak sú splnené podmienky pre plastický návrh, sa používa tzv. metóda „Ideálneho prierezu“. Toto zjednodušenie nám umožňuje vyčísliť hodnoty napätia nielen vo vláknach oceľového prierezu, ale aj vo vláknach betónovej časti, prípadne napätie vo výstuži dosky.

Princíp odvodenia ideálneho prierezu vyplýva z nasledujúcej úvahy. Za predpokladu dokonale tuhého spriahnutia, kedy nemôže dôjsť k preklzu medzi bet. doskou a oceľ. prierezom, musia byť pomerné pretvorenia betónu a ocele rovnaké $\varepsilon_c = \varepsilon_a$. V pružnej oblasti platí Hookeov zákon, tak potom môžeme pomerné pretvorenia ocele a betónu vyjadriť pomocou napätia a modulu pružnosti (11).

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad \varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \quad (11)$$

Z ich rovnosti potom možno napr. pre napätie v betóne odvodiť vzťah (12), kde je pre pomer modulov pružnosti zavedené označenie n a nazýva sa pracovný súčiniteľ (8).

$$\sigma_c = \sigma_a \frac{E_c}{E_a} = \frac{\sigma_a}{n} \quad (12)$$



obr. 2-28 Prierezové charakteristiky ideálneho prierezu [3]

Na (obr. 2-28) môžeme vidieť (zľava) skutočný spriahnutý ocelobetónový prierez s rôznymi modulmi pružnosti pre betón a oceľ. Vedľa je transformovaný ideálny prierez s transformovanou plochou betónovej časti na oceľovú, pri zachovanej výške spriahnutého prierezu. Môžeme povedať, že prierez je homogenizovaný. Na tomto priereze dokážeme jednoducho aplikovať vnútorné sily z globálnej analýzy a posúdiť únosnosť prierezu. Pre výpočet napätia (vpravo) transformujeme napätie na id. priereze späť na skutočnú plochu betónu.

2.5.4 Posúdenie návrhovej únosnosti prierezov

Spriahnuté ocelobetónové konštrukcie možno podľa [12] navrhovať pre oceľové prierezy triedy 1 a 2 v rámci teórie plasticity. Pri posudzovaní spriahnutého ocelobetónového prierezu na 1. medzný stav únosnosti, je možno uvažovať prerozdelenie napätia a únosnosť celého prierezu na medzi klzu ocele f_{yd} . Pritom je dovolené zanedbať dotvarovanie a zmrašťovanie betónu, čím sa návrh značne zjednoduší. Avšak je tiež nutné posúdiť spriahnutý prierez na medzný stav použiteľnosti, kde sa musí zohľadniť dotvarovanie aj zmrašťovanie, šmykové ochabnutie, vplyv trhlín a ťahového spevnenia, pri čiastočnom spriahnutí brať do úvahy poddajnosť šmykového spojenia a v neposlednom rade maximálne napätie v krajných vláknach spriahnutého prierezu a betonárskej výstuže nesmie presiahnuť medzi klzu.

Pre spriahnuté ocelobetónové konštrukcie, ktorých oceľový prierez spadá do triedy 3 a 4 sa musí uplatniť pružnostný výpočet v oboch medzných stavoch a je nutné zohľadniť všetky vyššie spomenuté vplyvy.

Pri 1. medznom stave

- musíme zanedbať pôsobenie betónu v ťahu

Pri 2. medznom stave

- môžeme zanedbať primárne účinky zmrašťovania pri prierezoch s trhlinami,
- musíme zanedbať pôsobenie betónu v ťahu

Ďalšie odporúčania môžeme nájsť v ČSN EN 1994-2 Obecné pravidlá pre mosty.

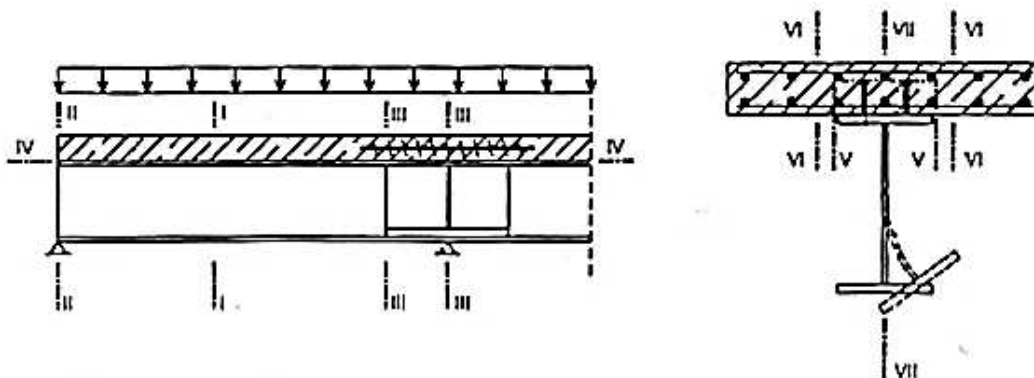
Pre orientáciu v podmienkach posudzovania spriahnutých oceľobetónových prierezov na základe zatriedenia prierezu oceľového profilu.

Trieda prierezu	Metóda na určenie vnútorných síl	Určenie únosnosti prierezu	Uváženie dotvarovania a zmrašťovania betónu	Uváženie histórie zaťaženia
1	Teória plastických kĺbových mechanizmov alebo teória pružnosti s redistribúciou momentov	plasticitne	nie	nie
2	Teória pružnosti s obmedzenou redistribúciou momentov	plasticitne	nie	nie
3	Teória pružnosti s obmedzenou redistribúciou momentov	pružnostne	dotvarovanie áno výnimka*) zmrašťovanie nie	áno
4	Teória pružnosti s uvážením vzniku trhlín bez redistribúcie momentov	pružnostne s posúdením vydúvania stien a pásnic	áno	áno

*) Výnimka: V spojitých nosníkoch prierezu tr. 3 možno zanedbať aj účinky dotvarovania.

obr. 2-29 Metódy výpočtu únosnosti podľa ČSN EN 1991-1 [3]

V metóde medzných stavov treba návrhové účinky zaťaženia porovnať s návrhovou odolnosťou konštrukcie, vo všetkých kritických prierezoch nosníkov. Na (obr. 2-30) sú znázornené doporučené miesta, v ktorých je potrebné urobiť posúdenie.



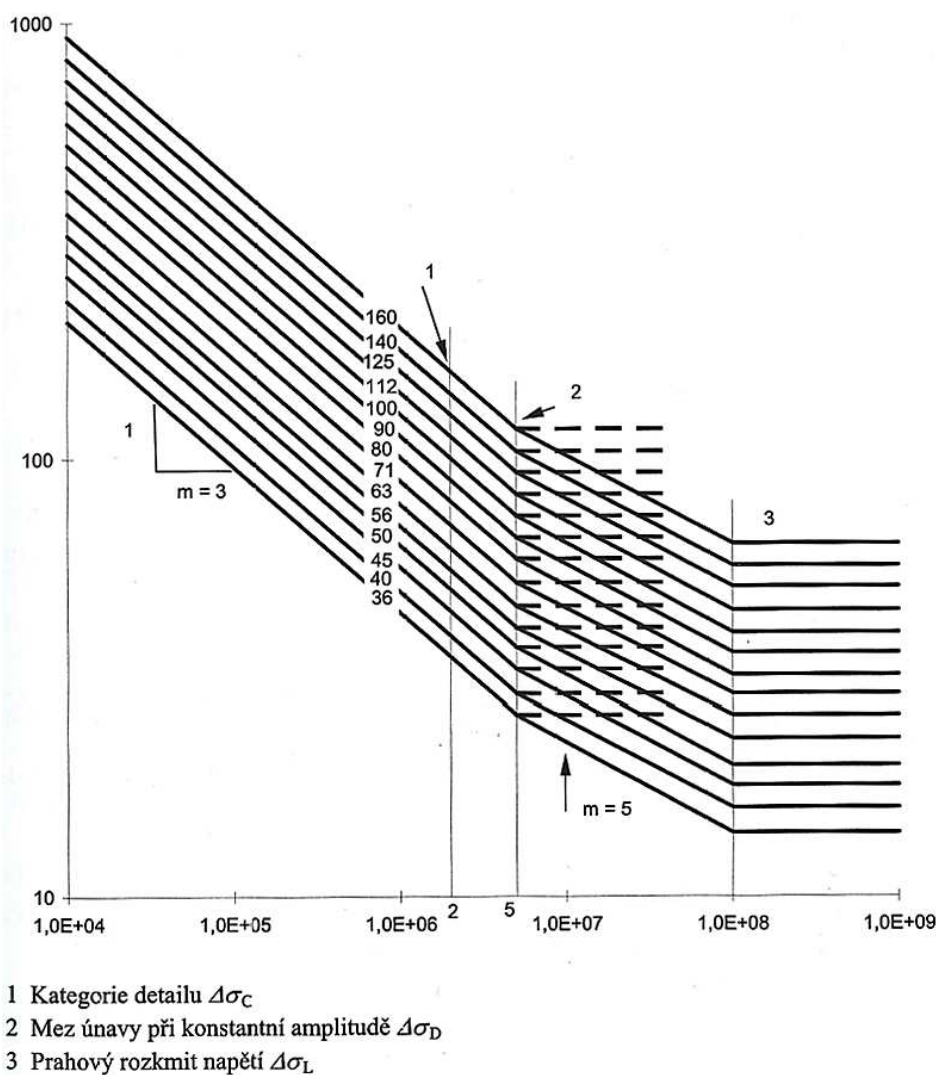
obr. 2-30 Kritické prierezy na posúdenie odolnosti spojitých nosníkov [3]

- I-I Momentová únosnosť na kladný ohybový moment.
- II-II Únosnosť v šmyku za ohybu.
- III-III Momentová únosnosť v oblasti záporných momentov s uvažovaním priečnej sily.
- IV-IV Posúdenie spriahnutia medzi betónovou doskou a oceľovým nosníkom.
- V-V Posúdenie zavedenia šmykových síl do betónovej dosky
- VI-VI Posúdenie betónovej dosky v šmyku
- VII-VII Posúdenie vybočenia dolnej tlačenej príruby

2.6.1 Posúdenie únavových detailov

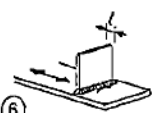
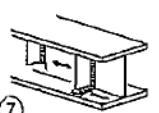

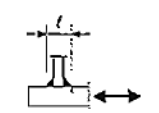
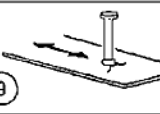
Spriahnuté mostné oceľobetónové konštrukcie sú citlivé na únavové namáhanie. Pri únavovom namáhaní sa vyčerpá únosnosť prvku aj bez prekročenia návrhového napätia.

Pri železničných mostoch má posúdenie na únavu previesť pre všetky konštrukčné prvky. V rozsahu diplomovej práce posúdime v každom kritickom reze jeden únavový detail. Únavová pevnosť pri železničných mostoch stanovená podľa (obr. 2-1 obr. 2-31), určuje rozkmity menovitých napätí súborom S-N kriviek. Každú kategóriu detailu reprezentuje jedna krivka. [16]



obr. 2-31 Krivky únavovej pevnosti pre rozkmity normálových napätí

Kategória detailu sa stanoví podľa ČSN EN 1993-1-9, tab. 8.1. Pre posudok pripojenia výstuhy stojiny je určená kategória detailu $\Delta\sigma_c = 80$ MPa viz. (obr. 2-32).

80	$l \leq 50\text{mm}$			<u>Příčně připojené prvky:</u> 6) Prvky přivařené k plechu. 7) Svislé výztuhy přivařené k válcovnému nebo svařovanému nosníku. 8) Diafragma komorových nosníků přivařené k pásům nebo ke stojině. Nelze použít pro malé duté průřezy. Hodnoty platí také pro kruhové výztuhy.	<u>Detaily 6) a 7):</u> Konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů. 7) $\Delta\sigma$ se vypočte s použitím hlavních napětí, je-li výztuha ukončena na stojině, viz příklad vlevo.
71	$50 < l \leq 80\text{mm}$				
80				9) Účinek přivařených spřahovacích trnů na základní materiál.	

obr. 2-32 Kategorie únavových detailů [15.]

Pre takto určenú kategóriu sa podľa vzorca (13) vypočíta únavová pevnosť $\Delta\sigma_d$, pri konštantnej amplitúde pre $2 \cdot 10^6$ cyklov.

$$\Delta\sigma_d = 0,737 \cdot \Delta\sigma_c \quad (13)$$

Rozkmit napätia v danom detaile $\Delta\sigma_p$ sa určí zo zaťažovacieho modelu UIC 71 v charakteristických hodnotách. Pre výpočet ekvivalentného konštantného rozkmitu napätia pre $2 \cdot 10^6$ $\Delta\sigma_{E2}$ sa použije vzorec (14).

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_p$$

λ je súčiniteľ ekvivalentného poškodenia definovaný v [15]

ϕ_2 je dynamický súčiniteľ

Posudok na únavu urobíme porovnaním týchto hodnôt.

2.7 PRIESTOROVÉ MKP MODELY OCELOBETÓNOVÝCH SPRIAHNUTÝCH MOSTOV

Voľba výpočtového modelu a forma globálnej analýzy závisia na typu mostnej konštrukcie, náročnosti vstupov, očakávaných výstupov ale aj softvérových možnostiach a v neposlednom rade skúsenostiach. V tejto kapitole si predstavíme niekoľko možností, ako pristupovať k modelovaniu tohto typu konštrukcie.

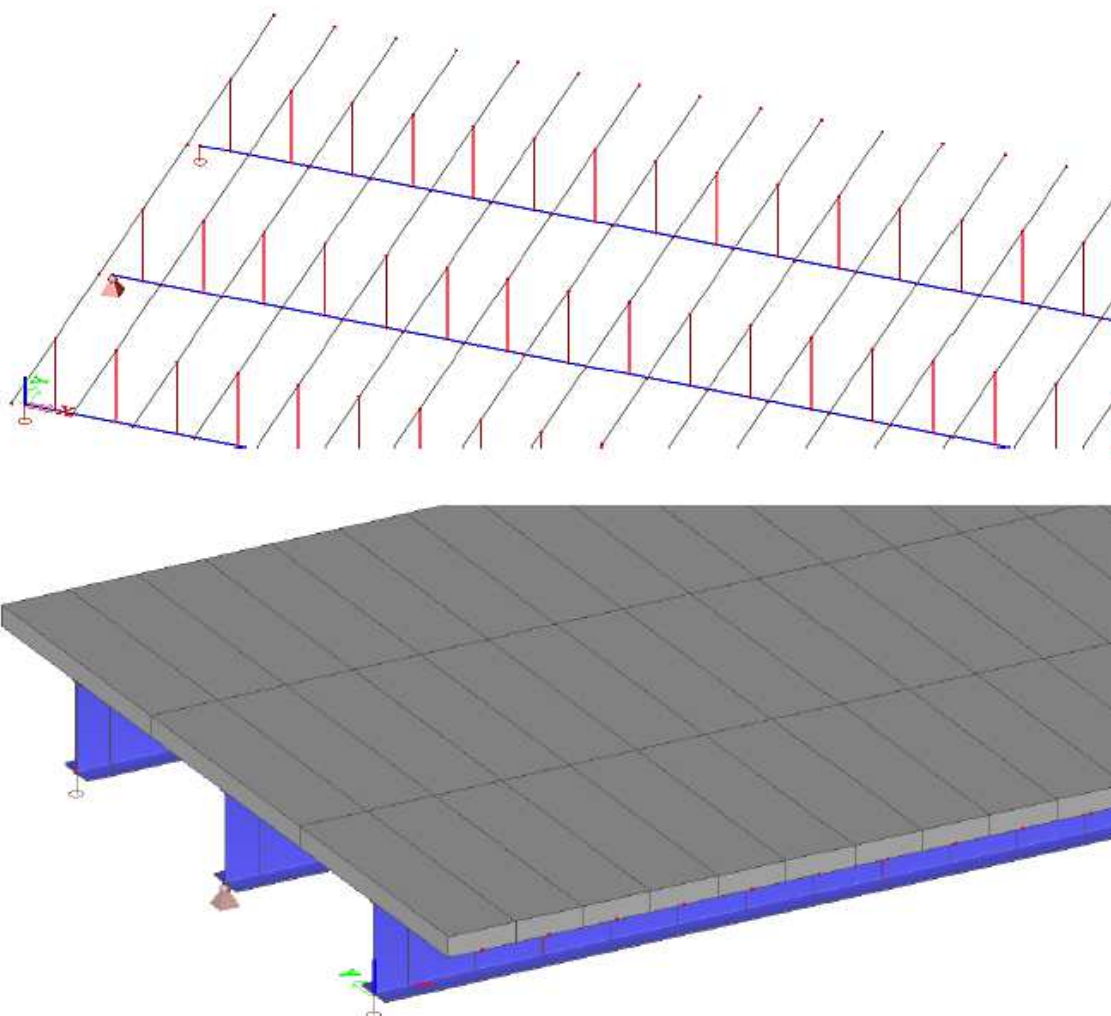
Z hľadiska náhrady geometrie konštrukčných prvkov máme k dispozícii tri typy konečných prvkov a to líniový 1D prvok, plošný 2D prvok a prípadne objemový 3D prvok. Kombináciou týchto dostupných nástrojov nám komerčné softvéry dávajú možnosť tvorby priestorových modelov, z ktorých dostávame viac, alebo menej presné výsledky. Výpočtový softvér je len nástroj a záleží na znalostiach a skúsenostiach projektanta, ako bude vytvorený model reflektovať skutočné pôsobenie konštrukcie.

Jednoduché výpočtové modely nám poskytujú obmedzené spektrum potrebných výsledkov, avšak sú ľahko kontrolovateľné, preto stále nachádzajú uplatnenie v stavebnej praxi. Zložité modely MKP dokážu presnejšie vystihnúť priestorové pôsobenie konštrukcie a lokálne pretvorenia, avšak sú závislé na skúsenostiach projektanta a výpočet býva časovo náročný.

Pri tvorbe MKP výpočtového modelu je veľkou výhodou mať k dispozícii predbežný ručný zjednodušený výpočet konštrukcie, ktorého výsledky sú orientačnými bodmi pri tvorbe a vyladovaní numerického modelu.

2.7.1 Roštový model

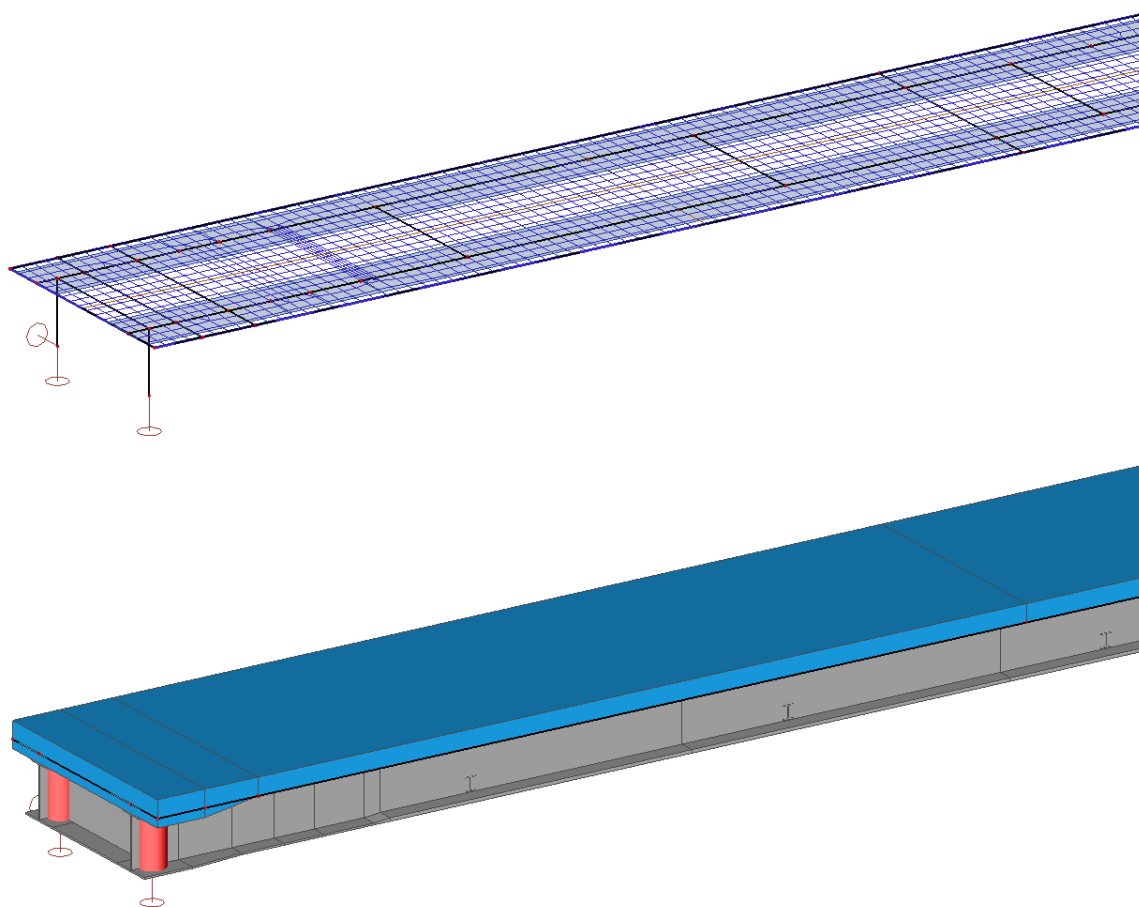
Tento model nahrádza geometriu konštrukcie prútovými prvkami, ide teda o roštovú náhradu so zohľadnením príslušných excentricít pozdĺžnych a priečnych prútov roštu. Pre zohľadnenie excentricít sú použité fiktívne väzby s „nekonečnou tuhosťou“. V priečnom smere sa doska nahrádza systémom prútov, ktorých hustota je závislá od tvaru nosnej konštrukcie. Presnosť výpočtového modelu je závislá na správnej hustote priečneho delenia betónovej dosky. Toto delenie nepriaznivo ovplyvňuje jednoduchosť zadávania zaťaženia na konštrukciu. Viac o tvorbe tohto typu modelu môžeme nájsť v [1].



obr. 2-33 Roštový model spriahnutého oceľobetónového mostu [13]

2.7.2 Dosko-prútový model

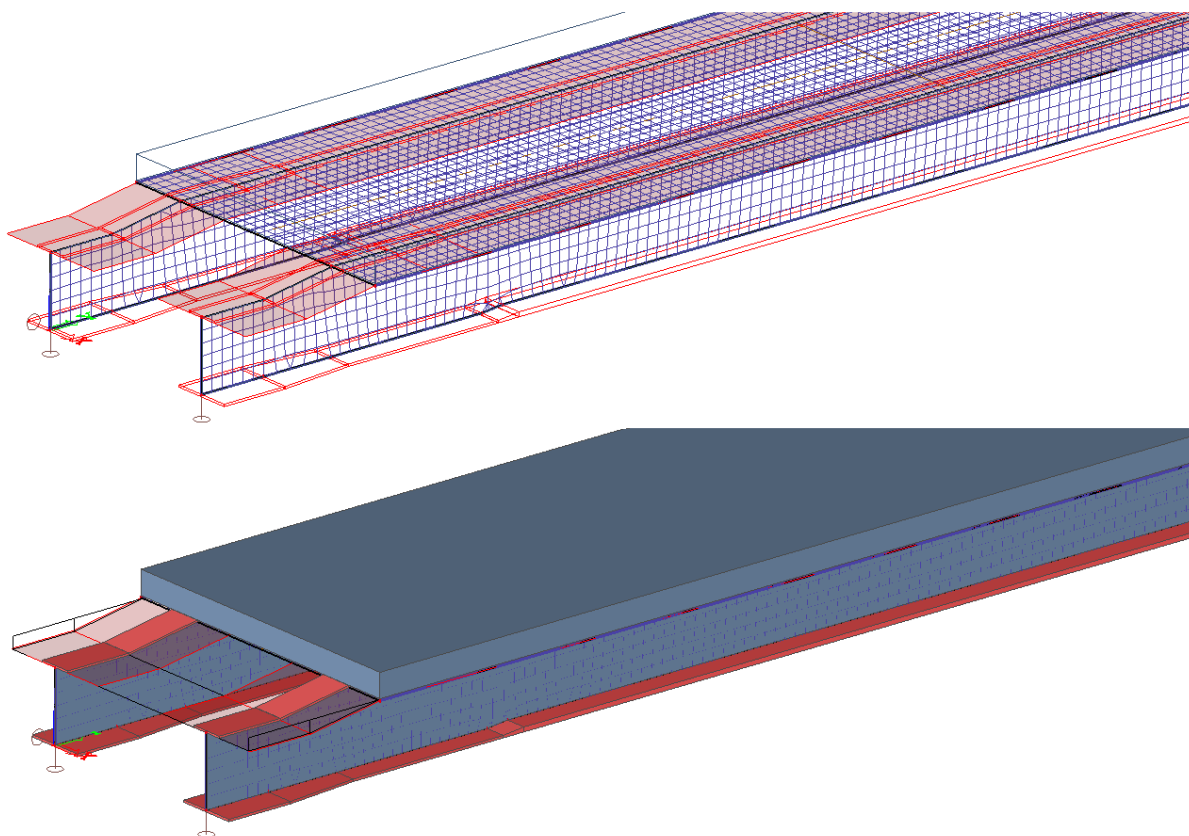
Dosko-prútový model je užívateľský príjemnejší, a preto veľmi rozšírený. Použitie plošných prvkov na aproximáciu dosky vedie spravidla k veľmi dobrému vystihnútiu jej skutočného pôsobenia. Hlavné spriahnuté nosníky sa uvažujú ako líniové prvky v rovine dosky s odsadením od ich systémovej osi zadaním excentricity prútu. Spriahnutie je tak zabezpečené automaticky, rovnakými deformáciami uzlov konečných prvkov dosky v mieste uzla modelovaného ocelového prúta v rovine dosky. Prípadne niektoré komerčné softvéry reflektovali na túto požiadavku a zaviedli funkciu **rebier** do výpočtového softvéru, kde je možno zohľadniť spolupôsobiacu šírku dosky. Problémom výstupov z počítačovej analýzy je zosúladenie s konvenčnými prístupmi pre posúdenie spriahnutých prierezov pomocou noriem. Vypočítaný priebeh vnútorných síl na oboch častiach ocelej aj betónovej musíme spätne integrovať do fiktívneho spriahnutého prierezu, vhodného na posudzovanie. [1]



obr. 2-34 Dosko-prútový model spriahnutého ocelobetónového mostu

2.7.3 Škrupinový model

Tretím zaužívaným modelom, hlavne pri konštrukciách veľkého významu a zložitosti, je škrupinový model celej nosnej konštrukcie, prípadne betónovej dosky a stien hlavných nosníkov. V prípade analýzy komorového trámu to býva plošný model celej komory. Príruby hlavných nosníkov môžeme modelovať ako doskové prvky alebo použijeme zjednodušenie líniovými prvkami. Pre presný výpočet je veľmi dôležité zjemňovanie siete v okolí detailov. Spriahnutie musí byť vytvorené „nekonečne tuhými“ stĺpikmi ako pri roštovom modeli, alebo spriahovacou stenou medzi prírubou ocelového profilu a systémovou osou dosky. Toto spriahnutie musí zabezpečiť kvázi dokonalé spolupôsobenie, avšak dáva nám možnosť pracovať s parametrami spriahnutie pre reálnejšie vystihnutie. [1]



obr. 2-35 Škrupinový model spriahnutého ocelobetónového mostu

Nevýhodou tohto typu modelu je relatívne veľká časová náročnosť výpočtu a nutnosť transformácie získaných vnútorných síl z prvkov, naspäť na spriahnutý prierez vhodných na konvenčné posúdenie podľa normy. Model je vhodný na kontrolu lokálnej napätosti a celkového priestorového pôsobenia jednotlivých prvkov. [1]

3 POPIS STAVEBNÉHO OBJEKTU

3.1 NÁVRH MOSTNEJ KONŠTRUKCIE

Detailný statický výpočet mostnej konštrukcie na úrovni projektu pre realizáciu stavby, je časovo aj technicky veľmi náročný projekt, ktorému predchádzajú viaceré projektové stupne. Z tohto dôvodu som si dovoľil inšpirovať sa už realizovanou stavbou. Po vyhladaní vhodnej mostnej konštrukcie, ktorá by bola dostupná pre obhliadku a spĺňala parametre zadania diplomovej práce som sa rozhodol pre most cez rieku Olše v Bystřici nad Olší. Na základe obhliadky som usúdil že konštrukcia bude v hodná ako inšpirácia pri statickom posúdení. Spĺňala všetky moje požiadavky pre riešenie, a to statickú schému dvojpoľového spojitého nosníku, spriahnuté oceľové nosníky s nábehmi a konštrukciu mostovky s priebežným koľajovým lôžkom.

3.1.1 Prehliadka mostnej konštrukcie



obr. 3-1 Prejazd koľajového vozidla



obr. 3-2 Pohľad na most nad riekou Olše



obr. 3-3 Pohľad na spriahnuté ocel'obetónové nosníky

3.1.2 Projektová dokumentácia

Po kontaktovaní projektanta stavby som obdržal časť projektovej dokumentácie, z ktorej som sa inšpiroval.

3.2 SITUOVANIE OBJEKTU

Mostný objekt sa nachádza na trati Bystřice nad Olší – Český Těšín v km 308,174 a bol v rámci optimalizácie tejto trati rekonštruovaný, pôvodná mostná konštrukcie bola nahradená novou.

Stavba:	Optimalizácia trati Bystřice nad Olší – Český Těšín
Objekt:	SO 00-00-01 Železničný most v km 308,174
Kraj:	Moravskoslezský
Obec:	Vendryně
Katastrálne územie:	Vendryně, Lyžbice
Trat'ový úsek:	2501 št. hranica SR-Dětmárovice
Staničenie:	evidenčný km: 308,174 presný km: 308,164 371 (os stredného piliera)
Prekonávané prekážky:	rieka Olše
uhol kríženia	90°
voľná výška	5,60 m nad normálnou hladinou



obr. 3-4 Poloha mostnej konštrukcie

3.3 ZÁKLADNÉ ÚDAJE

3.3.1 Návrhové zaťaženie

Rekonštrukcia mostného objektu je navrhnutá na účinky zaťažovacieho modelu SW/2 a modelu 71, pre prechodnosť koľajových vozidiel traťovej triedy D4 UIC.



obr. 3-5 Dovolené traťové triedy zaťaženia

3.3.2 Návrhová rýchlosť

V danom úseku je návrhová rýchlosť 140 km/h prípadne 160 km/h pre osobné vlaky s naklápacími skriňami.

3.3.3 Koľaj na moste

Koľaje sú v priamej, železničný zvršok je zložený z koľajníc UIC 60 na betónových podvaloch B 91. Železničná trať je v uvedenom úseku vo vodorovnej, úrovni TK je na moste 319,700 m. n. m.

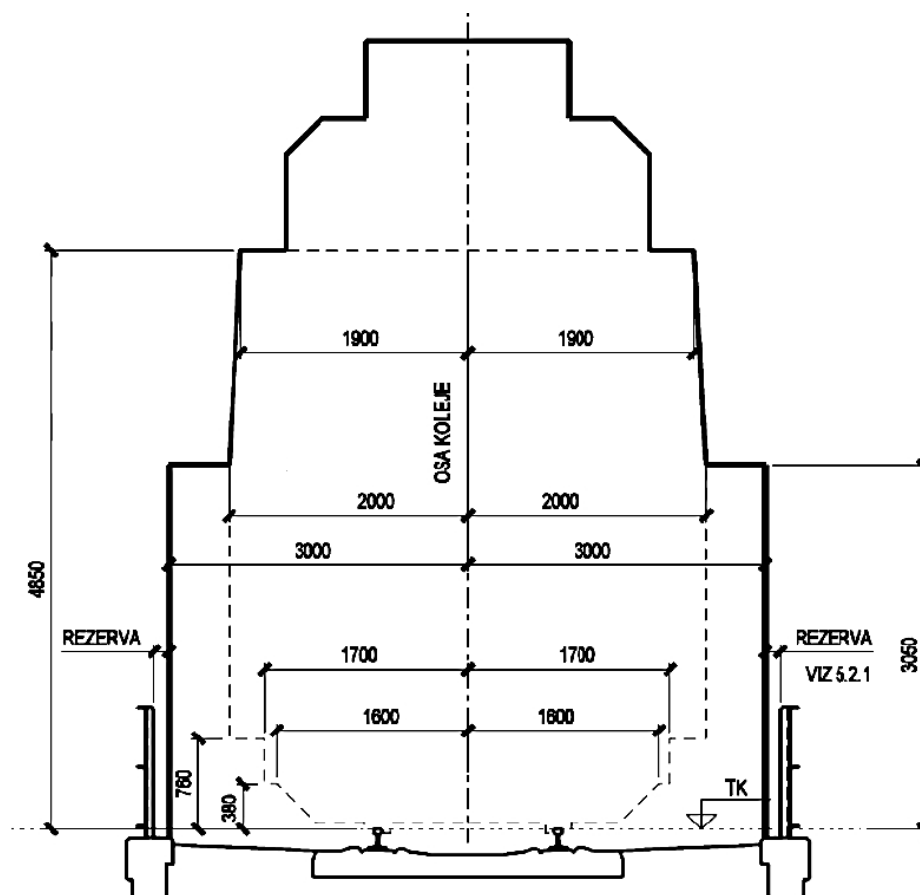
3.3.4 Priestorové usporiadanie

Most sa nachádza v širšej trati, v priamej, s ohľadom na návrhovú rýchlosť sa na moste uplatní mostný prejazdný prierez VMP 3,0 TV (obr. 3-6).

Koľajové lôžko je na oboch stranách navrhnuté zapustené. Minimálna hrúbka koľajového lôžka je 510+60 mm.

3.3.5 Voľná šírka na moste

Vzdialenosť medzi vnútornými lícami stĺpikov zábradlia
 $s = 3125 + 4000 + 3125 = 10250$ mm, tieto hodnoty už obsahujú rezervu 125 mm pre eventuálny posun koľaje.

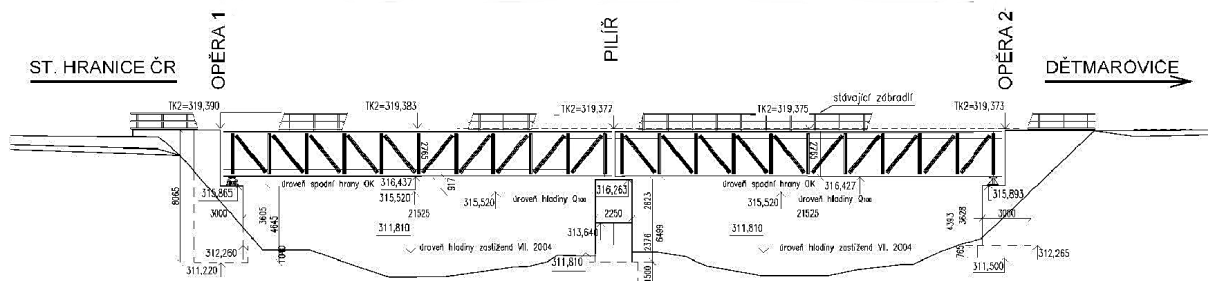


obr. 3-6 VMP 3,0 TV

3.4 PŮVODNÝ STAV

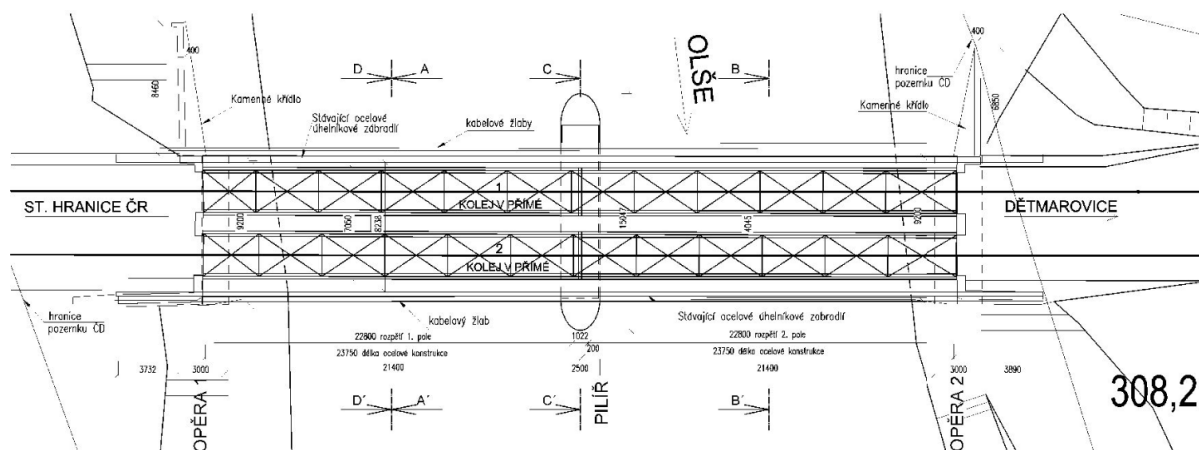
Pôvodná konštrukcia, ktorú bolo nutné nahradiť, boli dva dvojpoľové ocelové mosty s priehradovými trámami a hornou mostovkou. Oba mosty prevádzajú jednu koľaj ponad rieku Olše. Rozpätie oboch polí je 24 m. Stav mostnej konštrukcie bol nevyhovujúci a v rámci koridoru pre rýchlosť 160 km/h bolo nutné na moste použiť priebežné koľajové lôžko. Toto nebolo možné aplikovať na pôvodnú konštrukciu, tak bola navrhnutá výmena celého mostu. Spodná stavba mostu, obe mostné opory a pilier boli zachované a sanované do vyhovujúceho stavu.

PODÉLNÝ ŘEZ M1:200



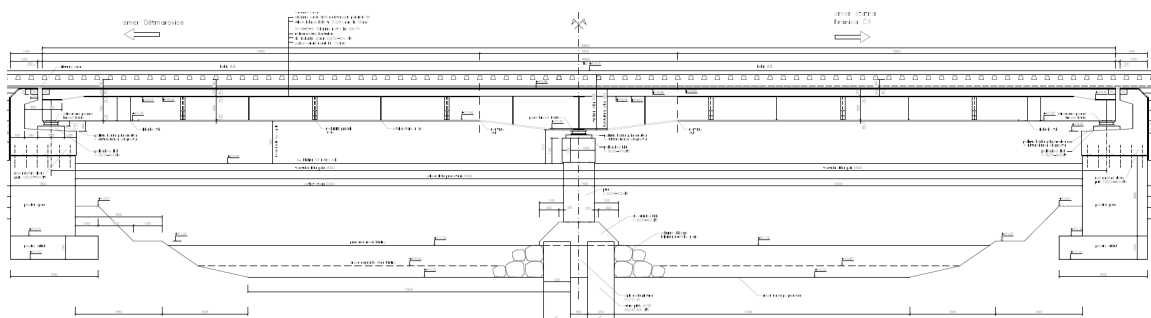
obr. 3-7 Pozdĺžny rez, pôvodný stav

PŮDORYS M1:200



obr. 3-8 Pôdorys, pôvodný stav

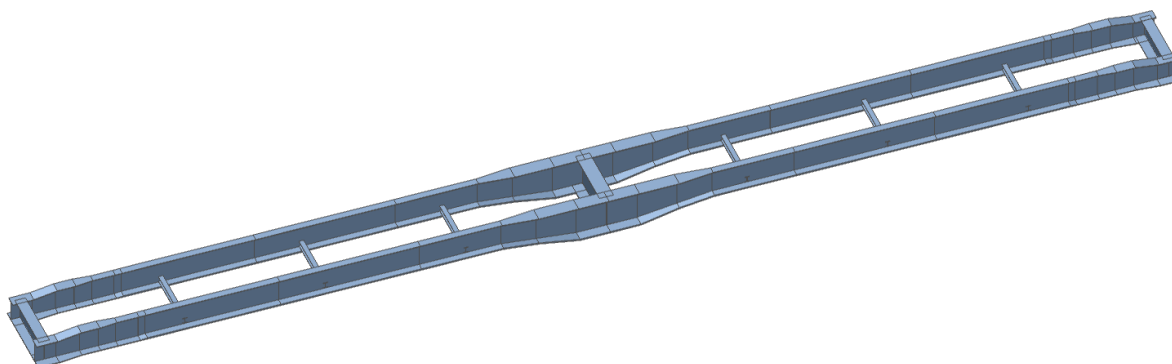
3.5 NOVÝ STAV



obr. 3-9 Schéma pozdĺžneho rezu nového stavu

Podrobný popis nového stavu mostnej konštrukcie je v prílohe výkresy.

Nový most je tvorený dvoma konštrukciami, pod každou koľajou jedna. S ohľadom na symetriu konštrukcií a vzájomnú symetrickú polohu osi koľají sú mostné konštrukcie totožné. Zo statického hľadiska je nosná konštrukcia navrhnutá ako spojitý nosník o 2 poliach teoretické rozpätie je 2×24 m. Nosnú konštrukciu tvoria 2 ocelové zvárané nosníky spriahnuté so železobetónovou mostovkou. Spriahnutie je realizované pomocou spriahovacích trňov na hornej prírubie hlavných nosníkov. Osová vzdialenosť hlavných nosníkov je 2,7 m. Konštrukčným opatrením je zaistené, že konzoly (steny žľabu a rímasy) nespôsobujú v pozdĺžnom smere s hlavnými nosníkmi. Výstuhy stojín hlavného nosníka sú obojstranné.



obr. 3-10 Ocel'ová časť hlavných nosníkov

Pre uľahčenie montáže a zaistenie tuhosti priečného rezu sú okrem koncových priečnikov navrhnuté medziláhlé priečniky po 6 m.

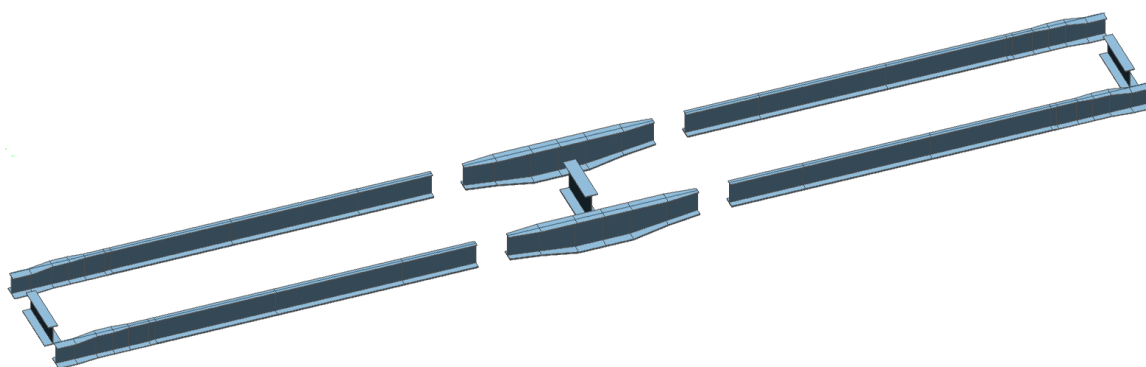
Výstuhy stien hlavného nosníka sú navrhnuté každé 3 m, zároveň slúžia pre pripojenie medziláhlých priečnikov a stuženia vo fáze výstavby.

Prierezy hlavného nosníka sú odstupňované v miestach montážnych stykov a v nábehu hlavného nosníka nad pilierom (obr. 3-11).



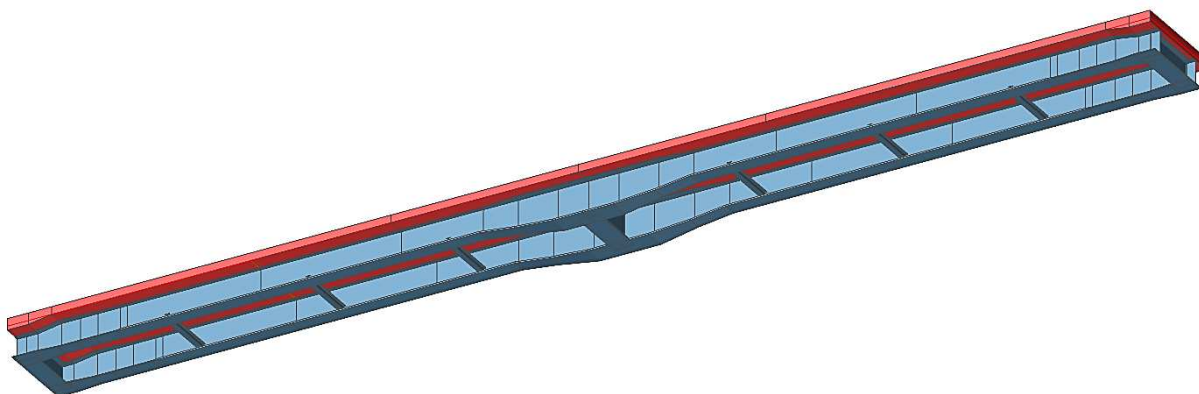
obr. 3-11 Polovica ocelejovej časti hlavného nosníka

Každá z obidvoch oceľových konštrukcií je rozdelená pozdĺžne na 3 montážne diely a priečne na 2 diely a vkladajú stredný diel priečnika nad pilierom (obr. 3-12).



obr. 3-12 Rozdelenie hlavných nosníkov na montážne celky

Železobetónová doska tvorí žľab pre koľajové lôžko a je spriahnutá s oceľovou časťou nosnej konštrukcie prostredníctvom spriahovacích tŕňov prizváraných k hornej prírubí. Hrúbka dosky je 320 mm. V mieste priečných mostných uzáverov na oboch koncoch mosta je hrúbka dosky zväčšená na 480 mm.



obr. 3-13 Hlavná nosná konštrukcia

3.5.1 Požiadavky na materiály

Všetky oceľové časti sú triedy S355, betónová doska a rímasy sú pevnosti C30/37, výstuž v betónovej doske je triedy B500B.

4 NÁVRH NOSNEJ KONŠTRUKCIE MOSTU

Statický výpočet bol vytvorený v programe Mathcad 15, študentská verzia VŠB-TU Ostrava. Vzhľadom na rozsiahlosť výpočtu a spracovanie v tomto programe, bolo zachované formátovanie z programu.

Predbežný výpočet bol vytvorený podľa postupov zo skrípt [16] a [7].

4.1 ZAŤAŽENIE

4.1.1 Základné údaje

Dĺžka polí	$L_1 := 24\text{m}$ $L_2 := 24\text{m}$
Dĺžka nosnej konštrukcie mostu	$L_{\text{NK}} := L_1 + L_2 + 2 \cdot 0.4\text{m} = 48.8\text{m}$
Počet hlavných nosníkov 1 konštrukcie	$n := 2\text{m}$
Vzdialenosť hlavných nosníkov	$b_{\text{HN1}} := 2.7\text{m}$
Šírka roznášania plošného zaťaženia dopravou podľa ČSN EN 1991-2	$b_r := 3.0\text{m}$
Šírka nosnej časti dosky	$b_d := 4.26\text{m}$
Hrúbka žb. dosky v statickom modeli	$h_{c1} := 0.32\text{m}$

4.1.2 Stále zaťaženie

súčiniteľ stáleho zaťaženia	$\gamma_g := 1.35$
gravitačné zrýchlenie	$g = 9.807 \cdot \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$
tiaž betónu	$\rho_c := 25\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$
plocha dosky	$A_d := h_{c1} \cdot b_d = 1.363\text{m}^2$

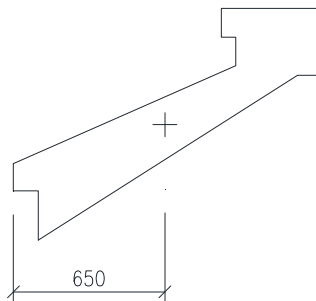
Vlastná hmotnosť rímsy a konzoly mostu

Plocha rímsy

$$A_r := 374995 \text{ mm}^2$$

Vlastná tiaž rímsy

$$q_r := A_r \cdot \rho_c = 9.37 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Zaťaženie pôsobí na excentricite od pracovnej škáry.

Vlastná hmotnosť izolácie a krytia

dĺžka použitého pásu izolácie cca

$$5,5 \text{ m}$$

hrúbka

$$0,06 \text{ m}$$

objemová tiaž

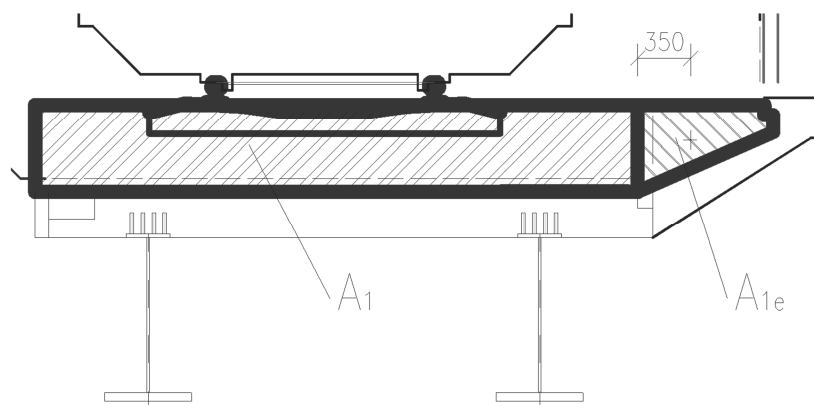
$$22 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

spojité zaťaženie od izolácie

$$q_5 := \frac{5.5 \text{ m} \cdot 0.06 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}}{b_d} = 1.704 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

4.1.3 Ostatné stále zaťaženie

Koľajové lôžko



plocha koľajového lôžka

$$A_1 := 2.5 \text{ m}^2$$

plocha koľajového lôžka, excentrická

$$A_{1e} := 0.36 \text{ m}^2$$

excentricky pôsobiaca časť $e = 0,35 \text{ m}$

$$q_{1e} := A_{1e} \cdot 20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3} = 7.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

rovnorné zaťaženie

$$q_1 := \frac{A_1 \cdot 20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}}{b_d} = 11.737 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Železničný zvršok

koľajnice UIC 60	$1.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
podval betónový	$4.8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
celková tiaž zvršku	$6 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
tiaž zvršku na meter	$q_7 := \frac{6 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}}{b_d} = 1.408 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$
posun koľaje o 125 mm je možno zanedbať	

Zábradlie

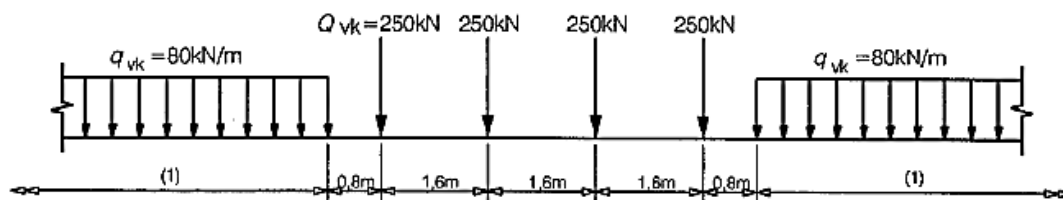
Zábradlie pôsobí na excentricite voči kraji nosnej dosky

$$q_8 := 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$
$$e_2 := 1.065 \text{ m}$$

4.1.4 Krátkodobé premenné zaťaženie

Zaťažovacia schéma: Model zaťaženia 71

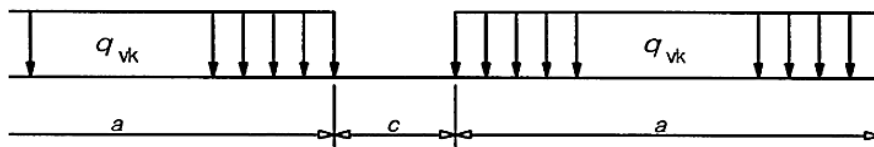
ČSN EN 1991-2



Charakteristické hodnoty uvedené na obrázku sa musí násobiť súčiniteľom α na tratiach ktoré sú určené pre ťažšiu alebo ľahšiu dopravu, než je bežná doprava.

Súčiniteľ α musí byť jeden z nasledujúcich : 0,75-0,83-0,91-1,00-1,10-1,21-1,33-1,46
 $\alpha := 1,21$

Zat'azovacia schéma: Model zat'azenia SW/0 a SW/2



Charakteristické hodnoty zvislého zat'azenia pre modely zat'azenia SW/0 a SW/2

Model zatížení	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Dynamické účinky

počet polí spojitého nosníku

$$n_1 := 2$$

$$L_m := (L_1 + L_2) \cdot \frac{1}{n_1} = 24 \text{ m}$$

$$k := 1.2$$

$$L_\Phi := k \cdot L_m = 28.8 \text{ m}$$

$$\Phi = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73$$

dynamický súčiniteľ

$$\Phi := 1.15$$

Tabulka 6.2 – Náhradní délky L_Φ (dokončení)

Případ	Nosný prvek	Náhradní délka L_{Φ}								
Hlavní nosníky										
5.1	prostě podepřené nosníky a desky (včetně zabetonovaných ocelových nosníků)	rozpětí ve směru hlavních nosníků								
5.2	spojité nosníky a desky o n polích s $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ <div>(6.6)</div>	$L_{\Phi} = k \times L_m,$ <div>(6.7)</div> <div>ale ne méně než $\max L_i (i = 1, \dots, n)$</div> <table><tr><td>$n = 2$</td><td>3</td><td>4</td><td>≥ 5</td></tr><tr><td>$k = 1,2$</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table>	$n = 2$	3	4	≥ 5	$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5
$n = 2$	3	4	≥ 5							
$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5							

Rozjazdové a brzdné sily

Pôsobia v úrovni temena koľajnice v pozdĺžnom smere koľaje.

Rozjazdová sila $Q_{lak} = 33 \cdot L_{ab} \leq 1000 \text{ kN}$

Brzdná sila $Q_{lbk} = 20 \cdot L_{ab} \leq 6000 \text{ kN}$

Každú zo síl rozdelíme rovnako na obe koľajnice.

Bočný ráz

Bočný ráz je normovo stanovený charakteristickou hodnotou $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ a uvažuje sa ako osamelá sila pôsobiaca vodorovne v úrovni temena koľajnice kolmo na osu koľaje.

Táto hodnota sa násobí súč. α pre hodnoty $\alpha > 1$. Vždy sa kombinuje zo zvislým zaťažením.

$$\alpha = 1.21$$

bočný ráz: 100kN

rameno sily: 1.6m

pridaný moment $100 \text{ kN} \cdot 1.6 \text{ m} = 160 \text{ kN} \cdot \text{m}$

dvojica síl v osy nosníkov $\frac{\alpha \cdot 160 \text{ kN}}{2.6} = 74.46 \cdot \text{kN}$

Zvislé prítiaženie dvojicou síl, odpovedajúcich zaťaženiu od bočného rázu na excentricite od osy hlavného nosníka.

4.1.5 Zaťaženie vetrom

Tam kde sa uvažuje súčasne pôsobenie zaťaženia vetrom a zaťaženie od železničnej dopravy (viz. EN 1990, príloha A2.2.1 a A2.2.4), má sa kombinačná hodnota $\psi \cdot 0 \cdot F_{wk}$ zaťaženie mostu a vozidiel vetrom obmedziť na hodnotu F_{w**} , ktorá sa urč í pre rýchlosť $v_{b,0**}$, doporučená hodnota je 25m/s.

Zaťaženie vetrom bolo stanovené podľa [8], toto zaťaženie pôsobí v smeroch x, y, z. Smer x je v norme definovaný ako smer kolmý na dráhu v pozdĺžnom smere. Smer z je zvislý.

pôvodná základná rýchlosť vetra	$v_{b0} := 25 \frac{m}{s}$
súčiniteľ smeru vetra	$c_{dir} := 1$
súčiniteľ ročného obdobia	$c_{season} := 1$
základná rýchlosť vetra	$v_b := v_{b0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} = 25 \frac{m}{s}$
parameter drsnosti terénu	$z_0 := 0.01$ kategória I viz. tab. 4.1 [8] $z_{0II} := 0.01$
min. výška definovaná v tabuľke 4.1 [8]	$z_{min} := 1$
merná hmotnosť vzduchu	$\rho := 1.25 kg \cdot m^{-3}$
výška konštrukcie nad zemou	$z := 8m$
súčiniteľ turbulencie	$k_1 := 1$
súčiniteľ ortografie	$c_0 := 1$
Súčiniteľ drsnosti terénu	$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0.07} = 0.19$
Súčiniteľ drsnosti	$c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_{0II}} \right) = 1.27$
Stredná rýchlosť vetra	$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 31.752 \frac{m}{s}$ $I_V := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = 0.15$

Základný dynamický tlak

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.391 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Maximálny dynamický tlak

$$q_{p,z} := (1 + 7 \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = 1.29 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Priečny vietor

priemerná konštrukčná výška mostu

$$h_{kv} := \frac{2.3\text{m} + 2.7\text{m}}{2} = 2.5 \cdot \text{m}$$

výška vozidla

$$h_{voz} := 4\text{m}$$

plocha mostnej konštrukcie

$$A_{refx1} := (L_1 + L_2) \cdot h_{kv} = 120 \text{m}^2$$

plocha modelu vlaku

$$A_{refx2} := (L_1 + L_2) \cdot h_{voz} = 192 \text{m}^2$$

šírka mostovky

$$b := 5.430\text{m}$$

celková výška, pre vietor

$$d_{tot} := h_{voz} + h_{kv} = 6.5 \text{m}$$

pomer šírky a výšky pre jeden z dvojice
mostov(konzervatívne)

$$\frac{b}{d_{tot}} = 0.835$$

$$c_{fx0.0} := 2.5$$

$$z_e := z = 8 \text{m}$$

súčiniteľ zaťaženia vetrom

$$C := 6.403$$

Sila vetra v smere x

sila na konštrukciu

$$F_{w1} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{refx1} = 300.141 \cdot \text{kN}$$

sila na model vlaku

$$F_{w2} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{refx2} = 480.225 \cdot \text{kN}$$

Sila vetra v smere x pre kombináciu priečny vietor a nezaťažený vlak

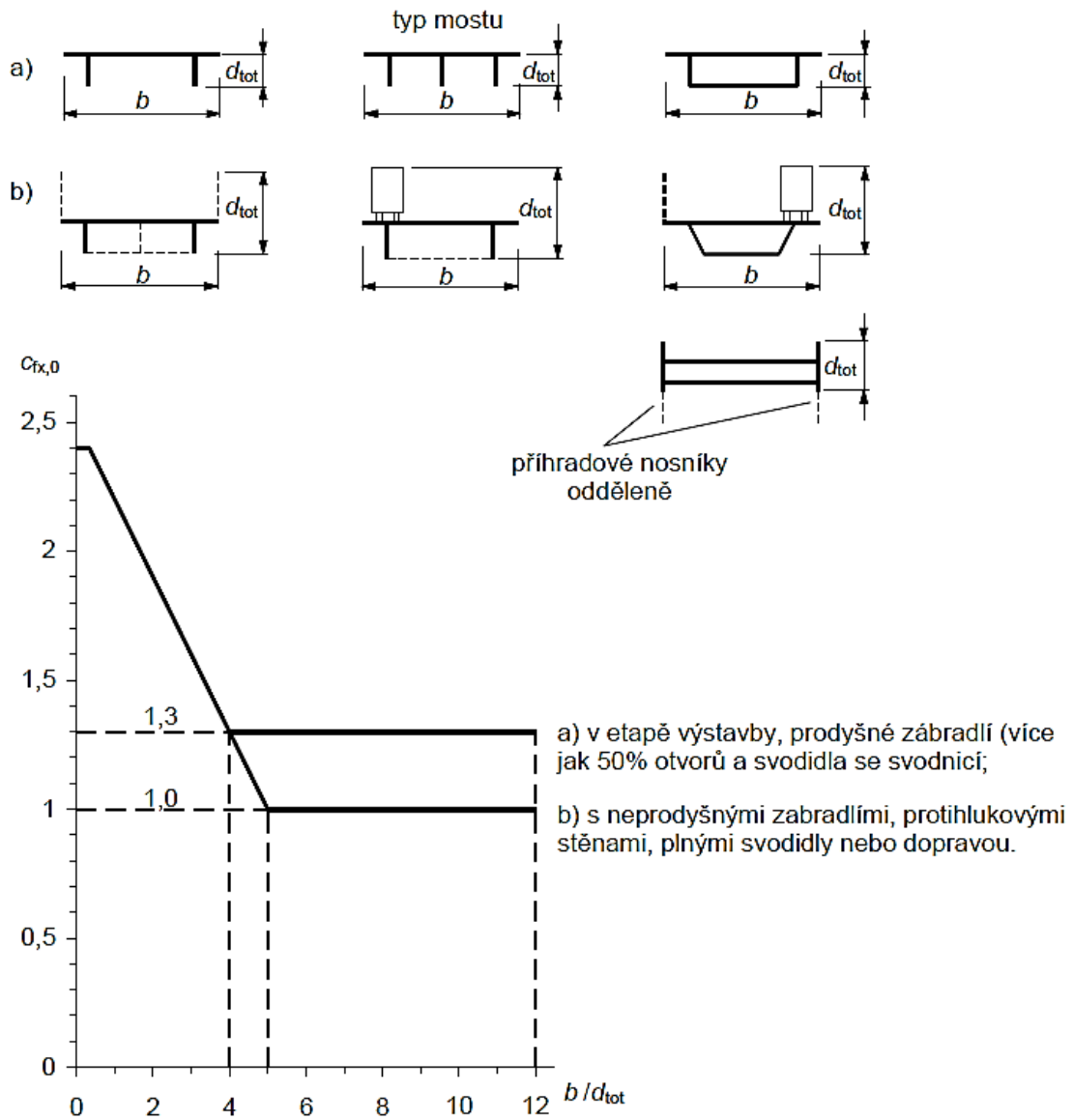
V tomto prípade je rýchlosť vetra pre kombináciu so zaťažením zhodná ako rýchlosť vetra bez dodatočného zaťaženia dopravou a to $v_{b0} = 25\text{m/s}$.

plocha vlaku + plocha konštrukcie

$$A_{refx} := A_{refx1} + A_{refx2} = 312 \text{m}^2$$

výsledná sila na konštrukciu

$$F_{wx1.2} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{refx} = 780.366 \cdot \text{kN}$$



obr. 4-1 Súčiniteľ sily pre mosty $c_{fx,0}$ [8]

Zvislé prít'aženie/odľahčenie vplyvom excentricity od kombinácie vietor x a nezat'ažený vlak

Vypočítame dvojicu síl, ktoré pôsobia v rôznych smeroch na zvislej osi. Sily pôsobia v osi nosníkov.

vzdialenosť ťažiska zat'aženia, v horizontálnom

smere od povrchu žb. dosky $h := 1.16\text{m}$

celková sila od vetra

$$F_{wx1.2} = 780.366 \cdot \text{kN}$$

moment od excentricity sily vetra

$$M_{Fwx1.2} := F_{wx1.2} \cdot h = 905.224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

zvislá sila pôsobiaca v ose nosníka

$$F := \frac{M_{Fwx1.2}}{b_{HN1}} = 335.268 \cdot \text{kN}$$

spojité zat'aženie od sily

$$q_{wz} := \frac{F}{(L_1 + L_2)} = 6.985 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pozdĺžny vietor

pre výpočet ložísiel

plocha vystavená vetru

$$b_{voz} := 2 \cdot 4\text{m} = 8 \cdot \text{m}$$

$$A_{voz} := b_{voz} \cdot h_{voz} = 32 \text{ m}^2$$

Zat'aženie na celý most

$$F_{wy} := A_{voz} \cdot q_b = 12.5 \cdot \text{kN}$$

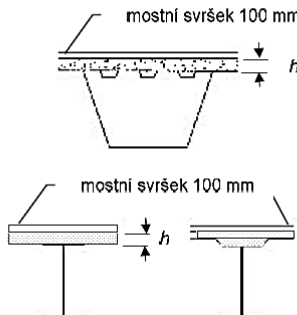
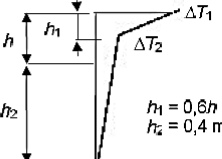
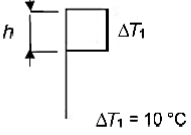
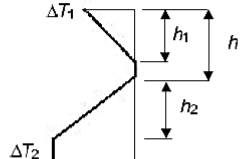
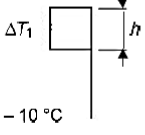
Bezstyková koľaj

Pri zhodných dilatačných celkoch, sa účinky od tepelnej rozťažnosti koľaje vzájomne vyrušia. Odstránením koľajnicových stykov sa zvýši bezpečnosť a pohodlie jazdy, tiež sa zníži hluk a dynamické namáhanie koľaje.

Bezstyková koľaj je koľaj s koľajnicovými pásmi o dĺžke 150 m a viac.

4.1.6 Zaťaženie zmenou teploty

Uvažujeme nerovnomerné zaťaženie teplotou, podľa Č SN EN 1991-1-5 je pre MSÚ kombinačný súčiniteľ $\psi = 0$ pre MSP je $\psi = 0.6$. Účinok nerovnomerného zaťaženia teplotou má malý význam na celkovú napätosť hlavných nosníkov avšak značný vplyv na zvislé deformácie a napätie v spriahovacích prvkoch.

Typ konstrukce	Rozdíly teplot ΔT																			
	(a) oteplení	(b) ochlazení																		
 <p>2. Betonová mostovka na ocelových komorových, příhradových nebo plnostěnných nosnících</p>	<p>Běžný postup</p>  <table><tr><th>$\frac{h}{m}$</th><th>ΔT_1 °C</th><th>ΔT_2 °C</th></tr><tr><td>0,2</td><td>13</td><td>4</td></tr><tr><td>0,3</td><td>16</td><td>4</td></tr></table> <p>Zjednodušený postup</p>  <p>$\Delta T_1 = 10 \text{ °C}$</p>	$\frac{h}{m}$	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C	0,2	13	4	0,3	16	4	 <table><tr><th>$\frac{h}{m}$</th><th>ΔT_1 °C</th><th>ΔT_2 °C</th></tr><tr><td>0,2</td><td>-3,5</td><td>-8</td></tr><tr><td>0,3</td><td>-5,0</td><td>-8</td></tr></table>  <p>$\Delta T_1 = -10 \text{ °C}$</p>	$\frac{h}{m}$	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C	0,2	-3,5	-8	0,3	-5,0	-8
$\frac{h}{m}$	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C																		
0,2	13	4																		
0,3	16	4																		
$\frac{h}{m}$	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C																		
0,2	-3,5	-8																		
0,3	-5,0	-8																		
POZNÁMKA Pro ocelobetonové mosty lze použít výše uvedený zjednodušený postup, který poskytuje horní mez účinků teploty. Hodnoty ΔT jsou informativní, mohou se použít, jestliže nejsou v národní příloze uvedeny konkrétní hodnoty.																				

Obrázek 6.2b – Rozdiely teplot pro nosné konštrukcie – 2. typ: ocelobetonové nosné konštrukcie

Podľa tabuľky 6.1 v [9] je pre oceľ obetonovaných konštrukciu doporučená horná hodnota lineárne premennej zložky teploty.

zmena teploty pre horný povrch teplejší $\Delta T_{M.heat} := 15 \text{ °C}$

zmena teploty pre dolný povrch teplejší $\Delta T_{M.cool} := 18 \text{ °C}$

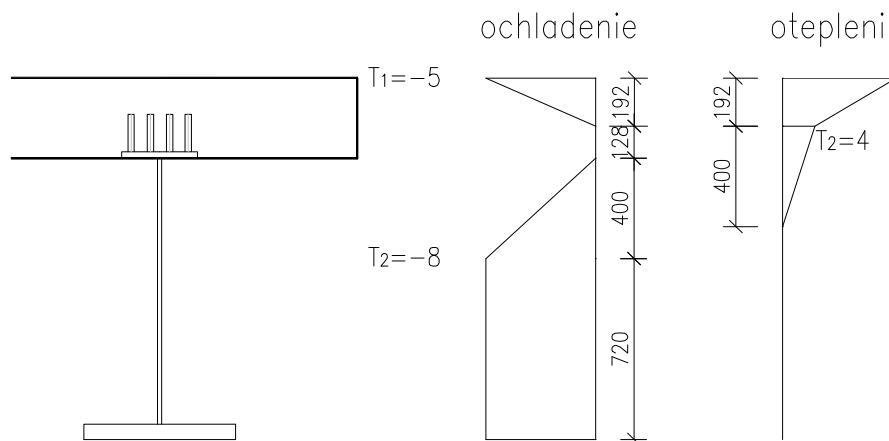
Pre rôzne hrúbky a typy mostného zvršku je nutné teplotu upraviť súčiniteľom k_{sur} z tabuľky 6.2 [9].

modifikačný súčiniteľ pre horný povrch $k_{sur.h} := 0.8$

modifikačný súčiniteľ pre dolný povrch $k_{sur.d} := 1.2$

Na obrázku 6.2b sú stanovené doporučené konečné hodnoty teploty pre spriahnuté konštrukcie.

Výsledné hodnoty nerovnomernej zmeny teploty



obr. 4-2 Nerovnomerná zmena teploty

Zaťaženie rovnomernou zmenou teploty

Oteplenie

oceľový nosník	40 °C
žb. doska	40 °C
základná teplota	10 °C

Ochladenie

oceľový nosník	-25 °C
žb. doska	-25 °C
základná teplota	10°C

4.1.7 Zat'aženie pri montáži/betonáži

4.11.2 Staveništní zatížení při betonování

(1) Zatížení, která se během betonování mají současně uvažovat, mohou zahrnovat osoby s malým staveništním vybavením (Q_{ca}), bednění a nosné prvky (Q_{cc}) a tíhu čerstvého betonu, která je příkladem zatížení (Q_{cf}).

POZNÁMKA 1 Tíha čerstvého betonu, viz EN 1991-1-1:2002, tabulka A.1.

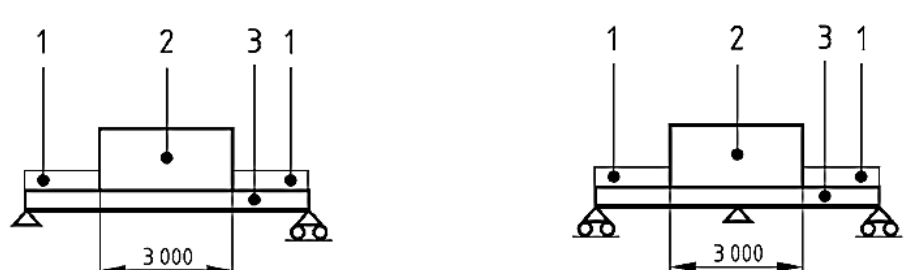
POZNÁMKA 2 Zatížení Q_{ca} , Q_{cc} a Q_{cf} lze uvést v národní příloze. NP13)

POZNÁMKA 3 Doporučené hodnoty staveništních zatížení při betonování (Q_{cf}) lze brát z tabulky 4.2 a pro čerstvý beton z EN 1991-1-1:2002, tabulka A.1. Další hodnoty může být potřebné stanovit např. pro samozhutnitelný beton nebo pro prefabrikované výrobky.

POZNÁMKA 4 Zatížení podle (1), (2) a (3), tak jak jsou uvedena v tabulce 4.2, se mají umístit v takové poloze, aby způsobila největší účinky, které mohou, avšak také nemusí být symetrické.

Tabulka 4.2 – Doporučené charakteristické hodnoty staveništních zatížení při betonování.

Zatížení	Zatížená plocha	Zatížení v kN/m^2
(1)	Vně pracovní plochy	0,75 včetně Q_{ca}
(2)	Uvnitř pracovní plochy $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ (nebo rozpětí, pokud je menší)	10 % vlastní tíhy betonu, avšak ne méně než 0,75 a ne více než 1,5; zahrnuje Q_{ca} a Q_{cf}
(3)	Skutečná plocha	Vlastní tíha bednění, nosného prvku (Q_{cc}) a tíha čerstvého betonu o návrhové tloušťce (Q_{cf})



obr. 4-3 Zat'aženie výstavbou [5]

roznášacia šírka jedného nosníka $b_{d.1} := \frac{b_d}{2} = 2.13 \text{ m}$

zat'aženie 1 $q_1 := 0.75 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

zat'aženie na 1 nosník $q_{1.HN} := q_1 \cdot b_{d.1} = 1.597 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

zat'aženie 2 $q_2 := 1.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

zat'aženie na 1 nosník $q_{2.HN} := q_2 \cdot b_{d.1} = 3.195 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

zat'aženie 3 $q_3 := 0.32 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} + 1.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} = 9.52 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$

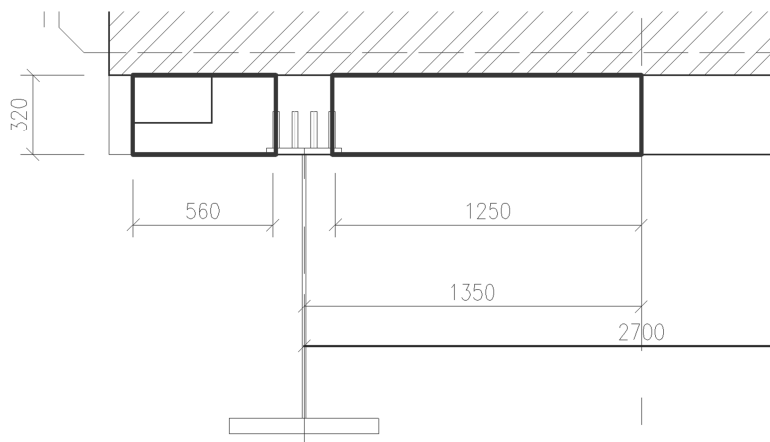
zat'aženie od mokrého betónu a debnenia $q_{3.HN} := q_3 \cdot b_{d.1} = 20.278 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

4.1.1 Zaťaženie poklesom podpory

Podľa odporúčenia spracovateľa statického posúdenia založenia objektu je uvažované sadnutie piliera a opier o 25 mm. Sadnutie podpory bude zadané do samostatného zaťažovacieho stavu ako pokles podpory o 25 mm.

4.2 PREDBEŽNÝ NÁVRH MSÚ

4.2.1 Účinná šírka betónovej časti nosníku



Účinná šírka pre hlavný nosník - oblasť v strede poľa

max. vzdialenosť od osy tŕňa ku kraju

$$b_1 := 0.56\text{m}$$

žb. dosky vľavo

max. vzdialenosť od osy tŕňa ku kraju

$$b_2 := 1.250\text{m}$$

žb. dosky vpravo

dĺžka prvého poľa

$$L_1 := 24\text{m}$$

$$L_e := 0.85 \cdot L_1 = 20.4\text{m}$$

vzdialenosť spriahovacích tŕňov

$$b_0 := 0.20\text{m}$$

účinná hodnota šírky bet. príruby
 $L_e/8$ ale max b_i

$$b_{e1} := \frac{L_e}{8} = 2.55\text{m}$$

$$b_{e1} \leq b_1$$

$$b_{e2} := \frac{L_e}{8} = 2.55\text{m}$$

$$b_{e2} \leq b_2$$

efektívna šírka bet. dosky

$$b_{eff1} := b_0 + b_1 + b_2 = 2.01\text{m}$$

Účinná šírka pre hlavný nosník - oblasť vnútornej podpory

max. vzdialenosť od osy tŕňa ku kraju ž b. dosky vľavo,	$b_1 := 0.425\text{m}$
max. vzdialenosť od osy tŕňa ku kraju ž b. dosky vpravo,	$b_2 := 1.085\text{m}$
dĺžka prvého poľa	$L_1 := 24\text{m}$
dĺžka druhého poľa	$L_2 := 24\text{m}$
	$L_e := 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 12\text{m}$
vzdialenosť spriahovacích tŕňov	$b_0 := 0.525\text{m}$
účinná hodnota šírky bet. príruby $L_e/8$ ale max b_i	$b_{e1} := \frac{L_e}{8} = 1.5\text{m} \quad b_{e1} \leq b_1$
	$b_{e2} := \frac{L_e}{8} = 1.5\text{m} \quad b_{e2} \leq b_2$
efektívna šírka bet. dosky	$b_{\text{eff}2} := b_0 + b_1 + b_2 = 2.04\text{m}$

Účinná šírka pre hlavný nosník - oblasť krajných podpíer

max. vzdialenosť od osy tŕňa ku kraju žb. dosky	$b_1 := 0.56\text{m}$
max. vzdialenosť od osy tŕňa ku kraju žb. dosky	$b_2 := 1.25\text{m}$
dĺžka prvého poľa	$L_1 := 24\text{m}$
dĺžka druhého poľa	$L_2 := 24\text{m}$
	$L_e := 0.85 \cdot L_1 = 20.4\text{m}$
vzdialenosť spriahovacích tŕňov	$b_0 := 0.20\text{m}$
účinná hodnota šírky bet. príruby $L_e/8$ ale max b_i	$b_{e1} := \frac{L_e}{8} = 2.55\text{m} \quad b_{e1} \leq b_1$
	$b_{e2} := \frac{L_e}{8} = 2.55\text{m} \quad b_{e2} \leq b_2$
	$\beta_1 := \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{L_e}{b_1} \right) = 1.46 \quad \beta_1 \leq 1$
	$\beta_2 := \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{L_e}{b_2} \right) = 0.96 \quad \beta_2 \leq 1$
efektívna šírka bet. dosky	$b_{\text{eff}3} := b_0 + b_1 + \beta_2 \cdot b_2 = 1.96\text{m}$

4.2.2 Výpočet vnútorných síl

4.2.2.1 Stále zaťaženie

skutočná šírka bet. dosky $b_d := 2.13\text{m} \cdot 2 = 4.26\text{m}$

skutočná plocha dosky $A_c := h_c \cdot b_d = 1.36\text{m}^2$

Vlastná hmotnosť

súčiniteľ zaťaženia $\gamma_g := 1.35$

oceľový I profil, zväčšený o 10% $g_I := 1.1 \cdot 0.0605\text{m}^2 \cdot 78.5\text{kN} \cdot \text{m}^{-3} = 5.22 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

bet. doska $g_{cd} := 0.682\text{m}^2 \cdot 25\text{kN} \cdot \text{m}^{-3} = 17.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

koľajové lôžko $g_{kl} := 1.25\text{m}^2 \cdot 20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3} = 25 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

koľajový zvršok $g_{kz} := 0.5 \cdot 6\text{kN} \cdot \text{m}^{-1} = 3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

rímsa $g_r := 9.37\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

zaťaženie spolu $g := g_I + g_{cd} + g_{kl} + g_r = 56.64 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

suma zaťaženia (char.) $g_{\text{sum.k}} := g = 56.64 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

suma zaťaženia (návrh.) $g_{\text{sum.d}} := \gamma_g \cdot g_{\text{sum.k}} = 76.47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Maximálny moment v poli (char.) $M_{\text{gk.pole}} := 0.0703 \cdot g_{\text{sum.k}} \cdot L_1^2 = 2293.68 \text{kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment nad podp. (char.) $M_{\text{gk.podp}} := 0.125 \cdot g_{\text{sum.k}} \cdot L_1^2 = 4078.38 \text{kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment v poli (návrh.) $M_{\text{gd.pole}} := 0.0703 \cdot g_{\text{sum.d}} \cdot L_1^2 = 3096.47 \text{kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment nad podp. (návrh.) $M_{\text{gd.podp}} := 0.125 \cdot g_{\text{sum.d}} \cdot L_1^2 = 5505.81 \text{kN} \cdot \text{m}$

4.2.2.2 Zaťaženie od dopravy

UIC 71

Poloha zaťažovacieho vlaku UIC 71 pre maximálny moment v poli, bola stanovená vplyvových čiarami na hodnotu $x = 10.4\text{m}$, alebo empiricky $0.425L_1$.

súčiniteľ zaťaženia $\gamma_q := 1.45$

súčiniteľ triedy trati $\alpha := 1.21$

dynamický súčiniteľ $\Phi := 1.15$

hodnoty zo zať. modelu skrátime na polovicu pre jeden nosník,

$$q_{vk} := \frac{80\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}}{2} \cdot \alpha \cdot \Phi = 55.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{vk} := \frac{250 \cdot \text{kN}}{2} \alpha \cdot \Phi = 173.94 \cdot \text{kN}$$

Maximálny moment v poli (char.) $M_{k.UIC71} := 4516.30\text{kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment v poli (návrh.) $M_{d1.UIC71} := \gamma_q \cdot M_{k.UIC71} = 6548.64\text{kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment nad podp. (char.) $M_{k.UIC71} := 4516.30\text{kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment nad podp. (návrh.) $M_{d2.UIC71} := \gamma_q \cdot M_{k.UIC71} = 6548.64\text{kN} \cdot \text{m}$

SW / 2

Model zaťaženia pre maximálny moment nad podporou a v poli charakteristické hodnoty sa **neprenásobujú** súčiniteľom α .

súčiniteľ zaťaženia $\gamma_d := 1.45$

súčiniteľ dopravy - neuplatní sa $\alpha := 1.21$

dynamický súčiniteľ $\Phi := 1.15$

spojité zaťaženie
(polovica hodnoty pre jeden nosník) $q_{vk} := \frac{150 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}}{2} \cdot \Phi = 86.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

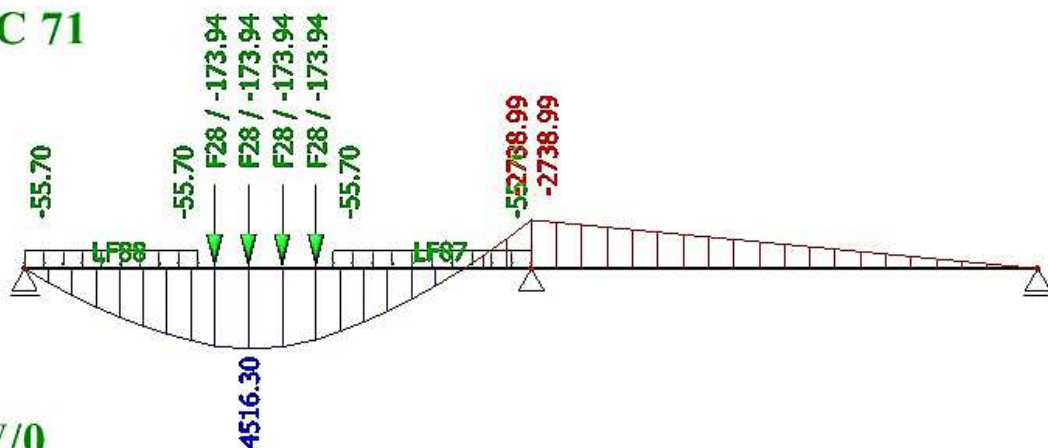
Maximálny moment v poli (char.) $M_{k.SW2.pole} := 4750.65\text{kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment v poli
(návrh.) $M_{d.SW2.pole} := M_{k.SW2.pole} \cdot \gamma_q = 6888.44\text{kN} \cdot \text{m}$

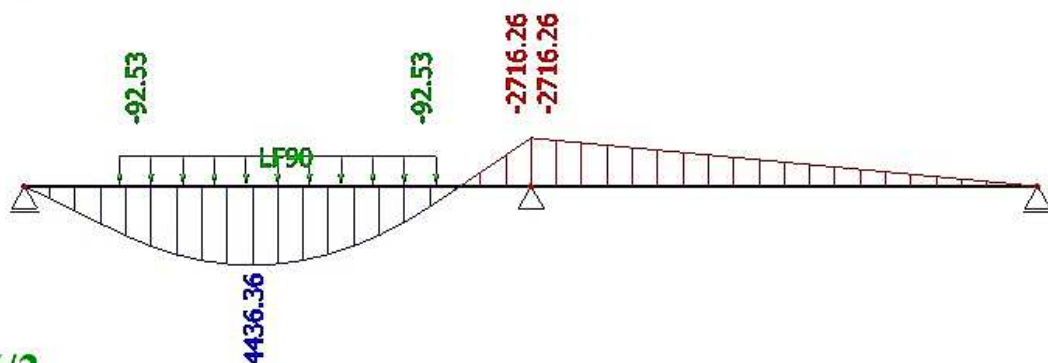
Maximálny moment nad podporou
(char.) $M_{k.SW2.podp} := 5755.95\text{kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment nad
podporou (návrh.) $M_{d.SW2.podp} := M_{k.SW2.podp} \cdot \gamma_q = 8346.13\text{kN} \cdot \text{m}$

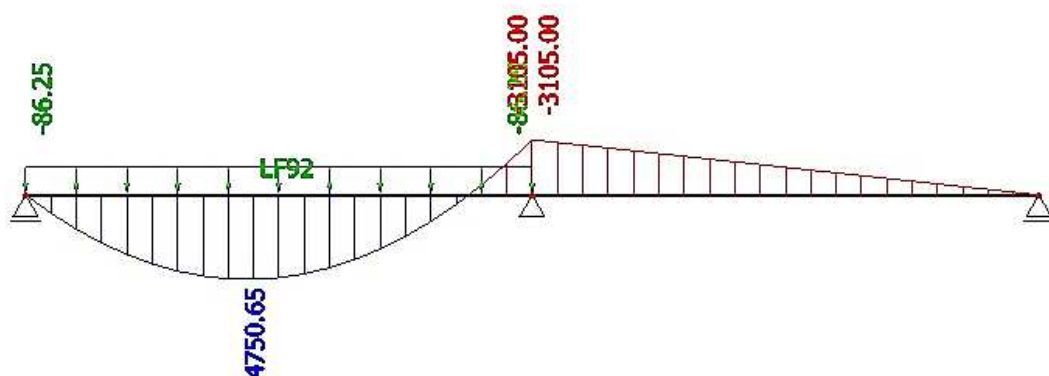
UIC 71



SW/0



SW/2



obr. 4-4 Porovnanie účinkov železničných zaťažovacích modelov

Norma odporúča posúdenie mostnej konštrukcie na všetky typy vyššie uvedených zať. modelov, v rozsahu diplomovej práce však pre posúdenie vyberieme model SW/2 pre jeho najväčší účinok na konštrukciu.

Návrhové hodnoty ohybových momentov pre ručný výpočet:

Maximálny kladný moment

$$M_{Ed.pole} := M_{gd.pole} + M_{d.SW2.pole} = 9984.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Maximálny záporný moment

$$M_{Ed.podp} := M_{gd.podp} + M_{d.SW2.podp} = 13851.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4.2.3 Návrh nosníka – max. moment v poli

materiálový súčiniteľ pre oceľ	$\gamma_a := 1.0$
materiálový súčiniteľ pre betón	$\gamma_c := 1.5$
pevnosť ocele S335	$f_{yk} := 355\text{MPa}$
pevnosť betónu C30/37	$f_{ck} := 30\text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 355\text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v tlaku	$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17\text{MPa}$
spolupôsobiaci šírka ž b. dosky	$b_{eff1} = 2.01\text{ m}$
hrúbka žb. dosky	$h_c := 0.32\text{m}$
efektívna plocha bet. dosky	$A_{c,ef} := b_{eff1} \cdot h_c = 0.64\text{ m}^2$

4.2.3.1 Oceľový zvaraný profil

horný pás P25x300	$t_{hp} := 25\text{ mm}$ $b_{hp} := 300\text{ mm}$ $A_{hp} := 25\text{ mm} \cdot 300\text{ mm} = 7500 \cdot \text{mm}^2$
stojina P16x1060	$h_w := 1060\text{ mm}$ $t_w := 16\text{ mm}$ $A_w := 16\text{ mm} \cdot 1060\text{ mm} = 16960 \cdot \text{mm}^2$
dolný pás P60x600	$t_{dp} := 60\text{ mm}$ $b_{dp} := 600\text{ mm}$ $A_{dp} := 60\text{ mm} \cdot 600\text{ mm} = 36000 \cdot \text{mm}^2$
celková výška profilu	$h_a := h_w + t_{dp} + t_{hp} = 1145 \cdot \text{mm}$
celková plocha profilu	$A_a := A_{hp} + A_w + A_{dp} = 60460 \cdot \text{mm}^2$

Poloha neutrálnej osi (vzdialenosť x od dolného okraja ocelového profilu):

$$x_{ad} := \frac{t_{dp} \cdot b_{dp} \cdot 0.5 \cdot t_{dp} + t_w \cdot h_w \cdot (0.5 \cdot h_w + t_{dp}) + t_{hp} \cdot b_{hp} \cdot (0.5 \cdot t_{hp} + h_w + t_{dp})}{A_a} = 323.85 \cdot \text{mm}$$

poloha neutrálnej osy od horného okraja $x_{ah} := h_a - x_{ad} = 821.15 \cdot \text{mm}$

moment zotrvačnosti pre zložený prierez

$$I_a := \frac{1}{12} \cdot (b_{hp} \cdot t_{hp}^3 + t_w \cdot h_w^3 + b_{dp} \cdot t_{dp}^3) + A_{hp} \cdot (x_{ah} - 0.5 \cdot t_{hp})^2 + A_w \cdot (x_{ah} - t_{hp} - 0.5 \cdot h_w)^2 + A_{dp} \cdot (x_{ad} - 0.5 \cdot t_{dp})^2$$

$$I_a = 10.81 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

4.2.3.2 Zatriedenie prierezu

zatriedenie stojiny

$$c := h_w = 1060 \cdot \text{mm}$$

$$t := t_w = 16 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = 68.13 <$$

$$\epsilon := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_{yk}}} = 0.81$$

72 · ϵ = 58.58 1. trieda prierezu
83 · ϵ = 67.53 2. trieda prierezu
124 · ϵ = 100.89 3. trieda prierezu
stojina je triedy 3.

zatriedenie hornej príruby

$$c := 0.5 \cdot b_{hp} = 150 \cdot \text{mm}$$

$$t := t_{hp} = 25 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = 6 <$$

$$\epsilon := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_{yk}}} = 0.81$$

9 · ϵ = 7.32 1. trieda prierezu
10 · ϵ = 8.14 2. trieda prierezu
príruba je triedy 1

zatriedenie dolnej príruby

$$c := 0.5 \cdot b_{dp} = 300 \cdot \text{mm}$$

$$t := t_{dp} = 60 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = 5 <$$

$$\epsilon := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_{yk}}} = 0.81$$

9 · ϵ = 7.32 1. trieda prierezu
10 · ϵ = 8.14 2. trieda prierezu
príruba je triedy 1

Prierez je zatriedený do triedy 3, podľa ČSN EN 1992.

Z toto vyplýva, že nemôžeme použiť plastický posudok. Pružnostný posudok musí zahŕňať štádia výstavby, dotvarovanie a zmrašťovanie.

4.2.3.3 I. Montážny stav

Pôsobí iba oceľový nosník, bez montážneho podpretia pri betonáži dosky.

oceľový I profil, zväčšená o 10%

$$g_I := 1.1 \cdot A_a \cdot 78.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} = 5.22 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

plocha bet. dosky (skutočná)

$$A_{c1} := b_d \cdot h_c = 1.36 \cdot \text{m}^2$$

bet. doska, čerstvý betón

$$g_{cd} := 0.5 \cdot A_{c1} \cdot 26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} = 17.72 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

Zaťaženie od výstavby

zahŕňa zaťaženie od debnenia a montáž nej skupiny:

roznášacia šírka jedného nosníka

$$b_{d.1} := \frac{b_d}{2} = 2130 \cdot \text{mm}$$

zat'azenie 1

$$q_1 := 0.75 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

zat'azenie na 1 nosník

$$q_{1.HN} := q_1 \cdot b_{d.1} = 1.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

zat'azenie 2

$$q_2 := 1.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

zat'azenie na 1 nosník

$$q_{2.HN} := q_2 \cdot b_{d.1} = 3.19 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

zat'azenie 3

$$q_3 := 0.32 \text{ m} \cdot 26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3} + 1.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2} = 9.52 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Zaťaženie od mokrého betónu a debnenia

$$q_{3.HN} := q_3 \cdot b_{d.1} = 20.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

spojité zaťaženie celkom

$$g_k := g_I + q_{1.HN} + (q_{2.HN} - q_{1.HN}) + q_{3.HN} = 28.69 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

spojité zaťaženie celkom (návrhové)

$$g_d := \gamma_g \cdot g_I + \gamma_q \cdot q_{1.HN} + \gamma_q \cdot (q_{2.HN} - q_{1.HN}) + \gamma_g \cdot q_{3.HN} = 39.22 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

Ohybový moment od montážneho zaťaženia

$$\text{Maximálny moment v poli (char.)} \quad M_{gk.I.pole} := 0.0703 \cdot g_k \cdot L_1^2 = 1161.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Maximálny moment nad podp. (char.)} \quad M_{gk.I.podp} := 0.125 \cdot g_k \cdot L_1^2 = 2065.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Maximálny moment v poli (návrh.)} \quad M_{gd.I.pole} := 0.0703 \cdot g_d \cdot L_1^2 = 1587.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Maximálny moment nad podp. (návrh.)} \quad M_{gd.I.podp} := 0.125 \cdot g_d \cdot L_1^2 = 2823.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Kontrola napätia I. montážny stav

$$\text{napätie v horných vláknach} \quad \sigma_{I.ah} := \frac{M_{gd.I.pole} \cdot (-x_{ah})}{I_a} = -120.58 \text{ MPa}$$

$$\text{napätie v dolných vláknach} \quad \sigma_{I.ad} := \frac{M_{gd.I.pole} \cdot x_{ad}}{I_a} = 47.557 \text{ MPa}$$

Nosník pôsobí v I. montážnom stave stále pružne, musí však byť montážne stužený proti strate stability.

4.2.3.4 II. Montážny stav

Pôsobí spriahnutý nosník so železobetónovou doskou v tlaku, rieši sa prevedením skutočného prierezu na ideálny prierez.

$$\text{roznášacia šírka dosky} \quad b_{eff1} := 2010 \text{ mm}$$

$$\text{hrúbka dosky} \quad h_c := 320 \text{ mm}$$

$$\text{modul pružnosti betónu} \quad E_{cm} := 32 \text{ GPa}$$

$$\text{modul pružnosti ocele} \quad E_a := 210 \text{ GPa}$$

$$\text{pracovný súčiniteľ} \quad n := \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.56$$

$$\text{plocha ideálneho prierezu} \quad A_i := A_{c.ef} + A_a \cdot n = 1.04 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{vzdialenosť od horného okraje spriah. profilu} \quad z_a := h_a - x_{ad} + h_c = 1141.15 \text{ mm}$$

vzdialenosť N.O. od horného okraja id. prierez

$$x_i := \frac{A_a \cdot z_a + \frac{1}{n} \cdot \left(h_c \cdot b_{\text{eff}1} \cdot \frac{h_c}{2} \right)}{A_a + \frac{1}{n} \cdot (h_c \cdot b_{\text{eff}1})} = 534.33 \cdot \text{mm}$$

vzdialenosť ťažiska ocel'. časti k NO

$$z_{ai} := z_a - x_i = 606.82 \cdot \text{mm}$$

vzdialenosť ťažiska bet. časti k NO

$$z_{ci} := x_i - h_c \cdot 0.5 = 374.33 \cdot \text{mm}$$

moment zotrvačnosti id. prierezu

$$I_i := I_a + A_a \cdot z_{ai}^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{\text{eff}1} \cdot h_c^3 + A_{c,ef} \cdot z_{ci}^2 \right) = 47.65 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Ohybový moment od ostatného stálego zaťaženia (návrhové hodnoty)

Rozdiel celkového momentu od vl. hmotnosti a momentu od hmotnosti I profilu a dosky.

Moment od ostatného stálego zaťaženia

$$M_{\text{gd}2.\text{pole}} := M_{\text{gd}.\text{pole}} - \gamma_g \cdot \left[0.0703 \cdot (g_I + g_{cd}) \cdot L_1^2 \right] = 1879.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment od ostatného stálego zaťaženia nad podp.

$$M_{\text{gd}2.\text{podp}} := M_{\text{gd}.\text{podp}} - \gamma_g \cdot \left[0.125 \cdot (g_I + g_{cd}) \cdot L_1^2 \right] = 3341.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ohybový moment od zaťaženia dopravou

Maximálny moment v poli (návrh.) $M_{\text{qd}.\text{pole}} := M_{\text{d}.\text{SW}2.\text{pole}} = 6888.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maximálny moment v podpore (návrh.) $M_{\text{qd}.\text{podp}} := M_{\text{d}.\text{SW}2.\text{podp}} = 8346.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kontrola napätia II. montážny stav:

Bez zahrnutia dotvarovania a zmrašťovania.

napätie v horných vláknach

$$\sigma_{II.ah} := \frac{1.1 \cdot (M_{gd2.pole} + M_{qd.pole}) \cdot (-x_i + h_c)}{I_i} = -43.2 \cdot \text{MPa}$$

napätie v dolných vláknach

$$\sigma_{II.ad} := \frac{1.1 \cdot (M_{gd2.pole} + M_{qd.pole}) \cdot (h_a + h_c - x_i)}{I_i} = 187.59 \cdot \text{MPa}$$

napätie v bet. doske, horný okraj

$$\sigma_{II.c} := \frac{1}{n} \cdot \frac{1.1 \cdot (M_{gd2.pole} + M_{qd.pole}) \cdot (-x_i)}{I_i} = -16.41 \cdot \text{MPa}$$

4.2.3.5 Kontrola napätia po uvedení do prevádzky

napätie v horných vláknach

$$\sigma_{II.ah} + \sigma_{I.ah} = -163.78 \cdot \text{MPa} < 355 \text{ MPa}$$

napätie v dolných vláknach

$$\sigma_{II.ad} + \sigma_{I.ad} = 235.15 \cdot \text{MPa} < 335 \text{ MPa}$$

napätie v bet. doske, horný okraj

$$\sigma_{II.c} = -16.41 \cdot \text{MPa} < 17 \text{ MPa}$$

Idealizovaný stav pre maximálne napätie v betóne, kedy neprebehlo dotvarovanie a zmrašťovanie. Z posudku vyplýva že napätie v betóne nebude v žiadnom štádiu životnosti konštrukcie prekročené.

4.2.4 Dotvarovanie betónu

Výpočet dotvarovania betónovej časti spriahnutého prierezu a jeho vplyv na napätie spriahnutého prierezu.

Čas zaťaženia ostatným stálym zaťažením t_0 stanovíme na 60 dní, koniec životnosti stanovíme na 100 rokov, čo je návrhová životnosť mostných stavieb.

priemerná hodnota val. pevnosti v tlaku $f_{cm} := 38 \text{ MPa}$

modul pružnosti ocele $E_a = 210 \cdot \text{GPa}$

modul pružnosti betónu $E_{cm} = 32 \cdot \text{GPa}$

súčiniteľ pre stále zaťaženie $\psi_L := 1.1$

pracovný súčiniteľ $\eta_0 := \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.56$

relatívna vlhkosť prostredia (%) $RH := 80$

počet dní pri uvedení do prevádzky $t_0 := 60$

počet dní na konci životnosti $t := 36500$

$$u := b_d = 4.26 \text{ m}$$

plocha bet. dosky $A_c = 1363200 \cdot \text{mm}^2$

náhradná hrúbka dosky $h_{0.} := \frac{2 \cdot A_c}{2 \cdot u} = 320 \cdot \text{mm}$

náhradná hrúbka dosky (bezrozmerná jedn.) $h_0 := h_{0.} \cdot \text{mm}^{-1} = 320$

$$\phi_{RH} := 1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{\left(0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}\right)} = 1.29$$

vplyv veku betónu pri vnesení zaťaženia $\beta_{t0} := \frac{1}{\left(0.1 + t_0^{0.2}\right)} = 0.42$

vplyv pevnosti betónu na dotv. $\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.73$

$$\beta_H := 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 = 960.21 < 1500$$

súčiniteľ vystihujúci časový priebeh
dotvarovania na intervale (t - t₀)

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

$$\phi_0 := \phi_{RH} \cdot \beta_{f.cm} \cdot \beta_{t0} = 1.49$$

$$\phi_t := \phi_0 \cdot \beta_c = 1.48$$

pracovný súčiniteľ pre výpočet vplyvu
dotvarovania

$$n_{L.d} := n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \phi_t) = 17.22$$

4.2.4.1 Ideálny prierez pre dotvarovanie

roznášacia šírka dosky

$$b_{eff1} := 2010 \text{ mm}$$

hrúbka dosky

$$h_c := 320 \text{ mm}$$

pracovný súčiniteľ

$$n_{L.d} = 17.22$$

plocha ideálneho prierezu

$$A_{i.d} := A_{c.ef} + A_a \cdot n_{L.d} = 1.68 \text{ m}^2$$

vzdialenosť N.O. od horného okraje
oceľového. profilu

$$z_a := h_a - x_{ad} + h_c = 1141.15 \text{ mm}$$

vzdialenosť NO od horného okraja id. prierezu

$$x_{i.h} := \frac{A_a \cdot z_a + \frac{1}{n_{L.d}} \cdot \left(h_c \cdot b_{eff1} \cdot \frac{h_c}{2} \right)}{A_a + \frac{1}{n_{L.d}} \cdot (h_c \cdot b_{eff1})} = 766.43 \text{ mm}$$

vzdialenosť ťažiska oceľ . prierezu od N.O. $z_{ai} := z_a - x_{i.h} = 374.72 \text{ mm}$

vzdialenosť ťažiska bet. prierezu od N.O. $z_{ci} := x_{i.h} - h_c \cdot 0.5 = 606.43 \text{ mm}$

moment zotrvačnosti id. prierezu

$$I_{i.d} := I_a + A_a \cdot z_{ai}^2 + \frac{1}{n_{L.d}} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{eff1} \cdot h_c^3 + A_{c.ef} \cdot z_{ci}^2 \right) = 33.36 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

4.2.4.2 Napätie od dotvarovania

Napätie od ostatného stálego zaťaženia s vplyvom dotvarovania, pre betón starý 100 rokov.

Moment od ostatného stálego zaťaženia $M_{gd2.pole} = 1842.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$

napätie v horných vláknach $\sigma_{1.ah} := \frac{1.1M_{gd2.pole} \cdot (-x_{i.h} + h_c)}{I_{i.d}} = -27.12 \cdot \text{MPa}$

napätie v dolných vláknach $\sigma_{1.ad} := \frac{1.1M_{gd2.pole} \cdot (h_a + h_c - x_{i.h})}{I_{i.d}} = 42.44 \cdot \text{MPa}$

napätie v bet. doske,
horný okraj $\sigma_{1.ch} := \frac{1}{n_{L.d}} \cdot \frac{1.1M_{gd2.pole} \cdot (-x_{i.h})}{I_{i.d}} = -2.7 \cdot \text{MPa}$

napätie v bet. doske,
dolný okraj $\sigma_{1.cd} := \frac{1}{n_{L.d}} \cdot \frac{1.1M_{gd2.pole} \cdot (-x_{i.h} + h_c)}{I_{i.d}} = -1.58 \cdot \text{MPa}$

4.2.4.3 Napätie od krátkodobého zaťaženia

Pre zaťaženie dopravou a všeobecne krátkodobého zaťaženia, sa nepredpokladá vplyv dotvarovania betónu. Jeden s dôvodov je dĺžka trvania tohto zaťažovacieho stavu (prejazd vlaku).

napätie v horných vláknach $\sigma_{4.ah} := \frac{1.1M_{qd.pole} \cdot (-x_{i.h} + h_c)}{I_i} = -34.09 \cdot \text{MPa}$

napätie v dolných vláknach $\sigma_{4.ad} := \frac{1.1M_{qd.pole} \cdot (h_a + h_c - x_{i.h})}{I_i} = 148.01 \cdot \text{MPa}$

napätie v bet. doske, horný
okraj $\sigma_{4.ch} := \frac{1}{n} \cdot \frac{1.1M_{qd.pole} \cdot (-x_{i.h})}{I_i} = -12.95 \cdot \text{MPa}$

napätie v bet. doske, dolný
okraj $\sigma_{4.cd} := \frac{1}{n} \cdot \frac{1.1M_{qd.pole} \cdot (-x_{i.h} + h_c)}{I_i} = -5.19 \cdot \text{MPa}$

4.2.4.4 Celkové napätie

Súčet napätí všetkých zaťažovacích stavov, v čase 100 rokov ktoré sú:

- I. montážny stav
- ostatné stále zaťaženie s vplyvom dotvarovania
- krátkodobé zaťaženie

celkové napätie v horných vláknach

$$\Sigma \sigma_{ah} := \sigma_{I,ah} + \sigma_{3,ah} + \sigma_{4,ah} = -181.79 \cdot \text{MPa} < 355 \text{ MPa}$$

celkové napätie v dolných vláknach

$$\Sigma \sigma_{ad} := \sigma_{I,ad} + \sigma_{3,ad} + \sigma_{4,ad} = 238 \cdot \text{MPa} < 335 \text{ MPa}$$

celkové napätie v bet. doske, horný okraj

$$\Sigma \sigma_{ch} := \sigma_{3,ch} + \sigma_{4,ch} = -15.65 \cdot \text{MPa} < 17 \text{ MPa}$$

celkové napätie v bet. doske, dolný okraj

$$\Sigma \sigma_{cd} := \sigma_{2,cd} + \sigma_{4,cd} = -6.3 \cdot \text{MPa} < 17 \text{ MPa}$$

4.2.5 Zmrašťovanie

Začiatok procesu zmrašťovania je stanovený ako $t_0 = 1$ den a koniec je opäť návrhová životnosť konštrukcie a to je 100 rokov

priemerná hodnota val. pevnosti v tlaku $f_{cm} := 38 \text{ MPa}$

modul pružnosti ocele $E_a = 210 \cdot \text{GPa}$

modul pružnosti betónu $E_{cm} = 32 \cdot \text{GPa}$

súčiniteľ pre zmrašťovanie $\psi_L := 0.55$

pracovný súčiniteľ $n_0 := \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.56$

relatívna vlhkosť prostredia (%) $RH := 80$

počet dní po uvedení do prevádzky $t_0 := 1$

počet dní na konci životnosti $t := 36500$

náhradná šírka bet. dosky	$u := b_d = 4.26 \text{ m}$
plocha bet. dosky	$A_c = 1363200 \cdot \text{mm}^2$
náhradná hrúbka dosky	$h_{0.} := \frac{2 \cdot A_c}{2u} = 320 \cdot \text{mm}$
náhradná hrúbka dosky (bezrozmerná jedn.)	$h_0 := h_{0.} \cdot \text{mm}^{-1} = 320$
	$\phi_{RH} := 1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{\left(0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}\right)} = 1.29$
	$\beta_{t0} := \frac{1}{\left(0.1 + t_0^{0.2}\right)} = 0.91$
	$\beta_{f.cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.73$
	$\beta_H := 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right] \cdot h_0 + 250 = 960.21 < 1500$
súčiniteľ vystihujúci časový priebeh dotvarovania na intervale (t - t ₀)	$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.99$
	$\phi_0 := \phi_{RH} \cdot \beta_{f.cm} \cdot \beta_{t0} = 3.2$
	$\phi_t := \phi_0 \cdot \beta_c = 3.18$
pracovný súčiniteľ pre vplyv zmrašťovania	$\eta_{L.s} := \eta_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \phi_t) = 18.03$

4.2.5.1 Ideálny prierez pre zmrašťovanie

roznášacia šírka dosky	$b_{eff1} := 2010 \text{ mm}$
hrúbka dosky	$h_c := 320 \cdot \text{mm}$
pracovný súčiniteľ	$\eta_{L.s} = 18.03$
plocha ideálneho prierezu	$A_{i.s} := b_{eff1} \cdot h_c + A_a \cdot \eta_{L.s} = 1.73 \text{ m}^2$
vzdialenosť od horného okraja ocele, profilu	$z_a := h_a - x_{ad} + h_c = 1141.15 \cdot \text{mm}$
vzdialenosť NO od horného okraja id. prierezu	$x_{i.s} := \frac{A_a \cdot z_a + \frac{1}{\eta_{L.s}} \cdot \left(h_c \cdot b_{eff1} \cdot \frac{h_c}{2}\right)}{A_a + \frac{1}{\eta_{L.s}} \cdot (h_c \cdot b_{eff1})} = 777.06 \cdot \text{mm}$

vzdialenosť ťažiska ocel' . prierezu od N.O. $z_{ai} := z_a - x_{i.s} = 364.09 \cdot \text{mm}$

vzdialenosť ťažiska bet. prierezu od N.O. $z_{ci} := x_{i.s} - h_c \cdot 0.5 = 617.06 \cdot \text{mm}$

Moment zotrvačnosti id. prierezu

$$I_{i.s} := I_a + A_a \cdot z_{ai}^2 + \frac{1}{n_{L.s}} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{eff1} \cdot h_c^3 + A_{c.ef} \cdot z_{ci}^2 \right) = 32.72 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

4.2.5.2 Napätie od zmrašťovania

Pomerné pretvorenie od zmrašťovania stanovíme približne podľa tabuľky nižšie, príslušnej pevnosti betónu v tlaku a relatívnej vlhkosti prostredia.

tabuľka 5 Pomerné pretvorenie betónu, zmrašťovaním pri vysychaní [14]

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relativní vlhkost ($v^0/0$)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

pomerné pretvorenie betónu od zmršťovania $\varepsilon_{cs} := 0.00027$

modul pružnosti betónu pre zmrašťovanie $E_c := \frac{E_a}{n_{L.s}} = 11.65 \cdot \text{GPa}$

napätie od zmrašťovania v doske $\sigma_c := \varepsilon_{cs} \cdot E_c = 3.14 \cdot \text{MPa}$

sila od zmrašťovania v doske $N_c := -\frac{A_c}{2} \cdot \sigma_c = -2143.46 \cdot \text{kN}$

moment od zmrašťovania $M_c := -N_c \cdot (x_{i.s} - 0.5 \cdot h_c) = 1322.64 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Napätie od zmrašťovania

napätie v horných vláknach	$\sigma_{s.ah} := \frac{N_c}{A_{i.s}} + \frac{M_c \cdot (-x_{i.s} + h_c)}{I_{i.s}} = -19.71 \cdot \text{MPa}$
napätie v dolných vláknach	$\sigma_{s.ad} := \frac{N_c}{A_{i.s}} + \frac{M_c \cdot (h_a + h_c - x_{i.s})}{I_{i.s}} = 26.58 \cdot \text{MPa}$
napätie v doske horný okraj	$\sigma_{s.ch} := \frac{1}{n_{L.s}} \cdot \left[\frac{N_c}{A_{i.s}} + \frac{M_c \cdot (-x_{i.s})}{I_{i.s}} \right] = -1.81 \cdot \text{MPa}$
napätie v doske dolný okraj	$\sigma_{s.cd} := \frac{1}{n_{L.s}} \cdot \left[\frac{N_c}{A_{i.s}} + \frac{M_c \cdot (-x_{i.s} + h_c)}{I_{i.s}} \right] = -1.09 \cdot \text{MPa}$

Výsledné napätie od zmrašťovania

napätie v doske horný okraj	$\Sigma \sigma_{ch.z} := \sigma_c + \sigma_{s.ch} = 1.33 \cdot \text{MPa}$
napätie v doske dolný okraj	$\Sigma \sigma_{cd.z} := \sigma_c + \sigma_{s.cd} = 2.05 \cdot \text{MPa}$
napätie v horných vláknach	$\Sigma \sigma_{ah.z} := \sigma_{s.ah} = -19.71 \cdot \text{MPa}$
napätie v dolných vláknach	$\Sigma \sigma_{ad.z} := \sigma_{s.ad} = 26.58 \cdot \text{MPa}$

Zmrašťovanie vytvorí v železobetónovej doske ťah, ktorý je značný v pomere únosnosti betónu v ťahu, takže ho nemožno zanedbať. Avšak v našom prípade je doska dostatočne vystužená a ťahové namáhanie prenesie.

4.2.6 Výsledné napätie v poli**Kontrola napätia v ocel'ovom nosníku na konci životnosti:**

celkové napätie v horných vláknach	$\Sigma \sigma_{ah} + \Sigma \sigma_{ah.z} = -201.5 \cdot \text{MPa}$	$< 355 \text{ MPa}$
celkové napätie v dolných vláknach	$\Sigma \sigma_{ad} + \Sigma \sigma_{ad.z} = 264.57 \cdot \text{MPa}$	$< 335 \text{ MPa}$

Kontrola napätia pre najmenej priaznivú kombináciu betónu v ťahu:

Ostatné zaťaženie s vplyvom dotvarovania + zmrašťovanie

napätie v bet. doske, horný okraj	$\sigma_{1.ch} + \Sigma \sigma_{ch.z} = -1.37 \cdot \text{MPa}$	$< 2 \text{ MPa}$
napätie v bet. doske, dolný okraj	$\sigma_{1.cd} + \Sigma \sigma_{cd.z} = -0.24 \cdot \text{MPa}$	$< 2 \text{ MPa}$

Kontrola napätia pre maximálnu tlakovú silu v betóne:

Krátkodobé zaťaženie a ostatné stále zaťaženie bez účinkov dotvarovania a zmrašťovania

$$\text{napätie v bet. doske, horný okraj} \quad \sigma_{II,c} = -16.41 \text{ MPa} \quad < 17 \text{ MPa}$$

V predbežnom posúdení budeme tolerovať malé prekročenie tlakového napätia. V čase uvedenia stavby do prevádzky by prebehla väčšia časť dotvarovania a zmrašťovania, čím by sa napätie v betónovej doske výrazne zmenšilo.

4.2.7 Návrh nosníka nad vnútornou podporou**4.2.7.1 Ocelový zvaraný profil**

horný pás P30x600	$t_{hp} := 30 \text{ mm}$ $b_{hp} := 600 \text{ mm}$ $A_{hp} := t_{hp} \cdot b_{hp} = 18000 \cdot \text{mm}^2$
stojina P20x1060	$h_w := 1460 \text{ mm}$ $t_w := 20 \text{ mm}$ $A_w := t_w \cdot h_w = 29200 \cdot \text{mm}^2$
dolný pás P60x600	$t_{dp} := 60 \text{ mm}$ $b_{dp} := 900 \text{ mm}$ $A_{dp} := t_{dp} \cdot b_{dp} = 54000 \cdot \text{mm}^2$
celková výška profilu	$h_a := h_w + t_{dp} + t_{hp} = 1550 \cdot \text{mm}$
celková plocha profilu	$A_a := A_{hp} + A_w + A_{dp} = 101200 \cdot \text{mm}^2$
poloha neutrálnej osy (spriahnutý profil)	$x_a := \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b_{eff1} \cdot f_{cd}} = 1051.39 \cdot \text{mm}$

Poloha neutrálnej osi (vzdialenosť x od dolného okraja ocelového profilu):

$$x_{ad} := \frac{t_{dp} \cdot b_{dp} \cdot 0.5 \cdot t_{dp} + t_w \cdot h_w \cdot (0.5 \cdot h_w + t_{dp}) + t_{hp} \cdot b_{hp} \cdot (0.5 \cdot t_{hp} + h_w + t_{dp})}{A_a} = 516.98 \text{ mm}$$

$$\text{poloha neutrálnej osy od horného okraja} \quad x_{ah} := h_a - x_{ad} = 1033.02 \cdot \text{mm}$$

4.2.7.2 Zatriedenie prierezu

zatriedenie stojiny	$c := h_w = 1460 \cdot \text{mm}$ $t := t_w = 20 \cdot \text{mm}$	$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_{yk}}} = 0.81$	
	$\frac{c}{t} = 73$	$72 \cdot \varepsilon = 58.58$	1. trieda prierezu
	$<$	$83 \cdot \varepsilon = 67.53$	2. trieda prierezu
		$124 \cdot \varepsilon = 100.89$	3. trieda prierezu

stojina je triedy 3.

zatriedenie hornej príruby	$c := 0.5 \cdot b_{hp} = 300 \cdot \text{mm}$ $t := t_{hp} = 30 \cdot \text{mm}$	$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_{yk}}} = 0.81$	
	$\frac{c}{t} = 10$	$9 \cdot \varepsilon = 7.32$	1. trieda prierezu
	$<$	$10 \cdot \varepsilon = 8.14$	2. trieda prierezu
		$14 \cdot \varepsilon = 11.39$	3. trieda prierezu

príruba je triedy 3

zatriedenie dolnej príruby	$c := 0.5 \cdot b_{dp} = 450 \cdot \text{mm}$ $t := t_{dp} = 60 \cdot \text{mm}$	$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_{yk}}} = 0.81$	
	$\frac{c}{t} = 7.5$	$9 \cdot \varepsilon = 7.32$	1. trieda prierezu
	$<$	$10 \cdot \varepsilon = 8.14$	2. trieda prierezu
		$14 \cdot \varepsilon = 11.39$	3. trieda prierezu

príruba je triedy 2

Prierez je zatriedený do triedy 3

4.2.7.3 Návrh výstuže

pevnosť bet. výstuže B500B	$f_{sk} := 500 \text{MPa}$
materiálový súčiniteľ	$\gamma_s := 1.15$
návrhová pevnosť bet. výstuže	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.78 \cdot \text{MPa}$

horný rad výstuže

krytie výstuže	$c_1 := 45 \text{mm}$
počet prútov	$n_1 := 16$
priemer	$\phi_1 := 32 \text{mm}$
rozteč prútov	$b_{s1} := b_{eff1} \cdot n_1^{-1} = 125.63 \cdot \text{mm}$

plocha výstuže v hornom rade

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \phi_1^2}{4} \cdot n_1 = 12867.96 \cdot \text{mm}^2$$

spodný rad výstuže

krytie výstuže

$$c_2 := 45 \text{ mm}$$

počet prutov výstuže

$$n_2 := 16$$

priemer výstuže

$$\phi_2 := 32 \text{ mm}$$

rozteč prutov

$$b_{s2} := b_{\text{eff1}} \cdot n_2^{-1} = 125.63 \cdot \text{mm}$$

plocha výstuže

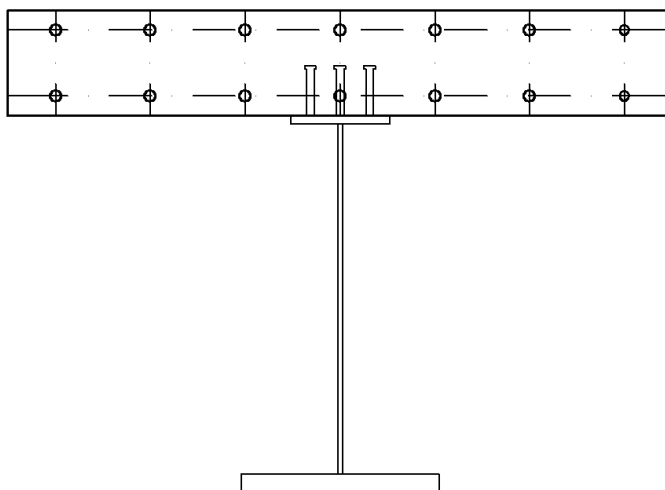
$$A_{s2} := \frac{\pi \cdot \phi_1^2}{4} \cdot n_2 = 12867.96 \cdot \text{mm}^2$$

celková plocha

$$A_s := A_{s2} + A_{s1} = 25735.93 \cdot \text{mm}^2$$

vzdialenosť radov výstuže na okraj

$$d := h_c - c_1 - c_2 - \phi_1 - \phi_2 = 166 \cdot \text{mm}$$



obr. 4-5 Schematický prierez nosníka nad vnútornou podporou

4.2.7.4 Šmyková únosnosť prierezu

Uvažujeme plastické pôsobenie stojiny v šmyku.

$$\text{návrhová únosnosť stojiny} \quad V_{pl.Rd} := \frac{A_w \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = 5984.81 \cdot \text{kN}$$

$$\text{posúvajúca sila od dopravy (SCIA)} \quad V_{SW2} := 1828.45 \text{ kN}$$

$$\text{spojité zaťaženie od vl. hmotnosti} \quad g_{sum.d} = 67.01 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{posúvajúca sila od vlastnej hmotnosti (SCIA)} \quad V_g := 1158 \text{ kN}$$

$$\text{celková posúvajúca sila} \quad V_{Ed} := V_{SW2} + V_g = 2986.45 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie_šmyk:=	"vyhovuje" if $V_{pl.Rd} \geq V_{Ed}$ = "vyhovuje"	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 49.9\%$
	"nevyhovuje" otherwise	

4.2.7.5 Únosnosť stojiny na vydúvanie

Netuhá koncová výstuha

$$\text{hrúbka stojiny/výstuhy} \quad t_w := 16 \text{ mm}$$

$$\text{predbežne navrhujeme výstuhy po} \quad a := 3000 \text{ mm}$$

$$\text{výška plechu výstuhy} \quad d := h_w = 1460 \cdot \text{mm}$$

$$k_\tau := 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 6.29$$

$$\text{štíhlosť stojiny} \quad \lambda_w := \frac{\frac{d}{t_w}}{37.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = 0.96$$

$$\text{redukčný súčiniteľ (netuhá výstuha)} \quad \chi_w := \frac{0.83}{\lambda_w} = 0.87$$

$$\text{Únosnosť stojiny v šmyku s vplyvom vydúvania} \quad V_{bw.Rd} := \frac{\chi_w \cdot f_{yd} \cdot d \cdot t_w}{\sqrt{3}} = 5191.97 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie_šmyk:=	"vyhovuje" if $V_{bw.Rd} \geq V_{Ed}$ = "vyhovuje"	$\frac{V_{Ed}}{V_{bw.Rd}} = 57.52\%$
	"nevyhovuje" otherwise	

4.2.7.6 I. Montážny stav

Pôsobí iba oceľový nosník

poloha neutrálnej osi od spodného okraja $x_{ad} = 516.98 \cdot \text{mm}$

poloha neutrálnej osi od horného okraja $x_{ah} = 1033.02 \cdot \text{mm}$

moment zotrvačnosti pre zložený prierez

$$I_a := \frac{1}{12} \cdot (b_{hp} \cdot t_{hp}^3 + t_w \cdot h_w^3 + b_{dp} \cdot t_{dp}^3) + A_{hp} \cdot (x_{ah} - 0.5 t_{hp})^2 + A_w \cdot (x_{ah} - t_{hp} - 0.5 h_w)^2 + A_{dp} \cdot (x_{ad} - 0.5 t_{dp})^2$$
$$I_a = 38.84 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Maximálny moment v podpore (návrh.) $M_{gd.I.podp} = 2823.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kontrola napätia I. montážny stav

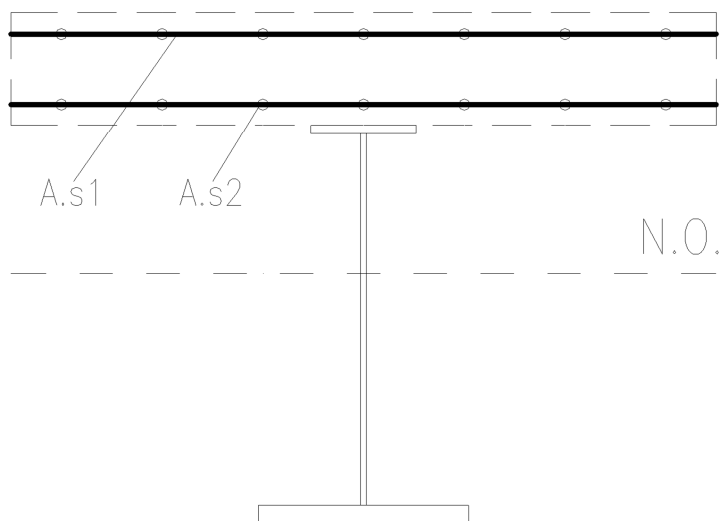
napätie v horných vláknach $\sigma_{I.ah.podp} := \frac{-M_{gd.I.podp} \cdot (-x_{ah})}{I_a} = 75.09 \cdot \text{MPa}$

napätie v dolných vláknach $\sigma_{I.ad.podp} := \frac{-M_{gd.I.podp} \cdot x_{ad}}{I_a} = -37.58 \cdot \text{MPa}$

Nosník vyhovuje, musí však byť montážne stužený, aby sa zabránilo strate stability.

4.2.7.7 II. Montážny stav

Pôsobí spriahnutý nosník, pôsobenie betónu v ťahu sa zanedbáva, sily prenáša výstuž.



obr. 4-6 Spriahnutý prierez nosníku pôsobiaci nad vnútornou podporou

modul pružnosti ocele	$E_a := 210\text{GPa}$
modul pružnosti bet. výstuže	$E_s := 200\text{GPa}$
pracovný súčiniteľ	$n := \frac{E_a}{E_s} = 1.05$
plocha ideálneho prierezu	$A_i := \frac{1}{n} \cdot A_s + A_a = 125710.41 \cdot \text{mm}^2$
vzdialenosť 1. radu výstuže od horn. okraja dosky	$x_{s1} := c_1 + \phi_1 \cdot 0.5 = 61 \cdot \text{mm}$
vzdialenosť 2. radu výstuže od horn. okraja dosky	$x_{s2} := h_c - c_2 - \phi_2 \cdot 0.5 = 259 \cdot \text{mm}$
vzdialenosť výstuže od hornej príruby	$h_{s1} := h_c - x_{s1} = 259 \cdot \text{mm}$ $h_{s2} := h_c - x_{s2} = 61 \cdot \text{mm}$
vzdialenosť výstuže od spodného vlákna I profilu tzn. spodná hrana dolnej príruby	$z_{s1} := h_a + h_{s1} = 1809 \cdot \text{mm}$ $z_{s2} := h_a + h_{s2} = 1611 \cdot \text{mm}$
vzdialenosť NO od spodnej hrany dolnej príruby	$x_i := \frac{A_a \cdot x_{ad} + \frac{1}{n} \cdot (A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2})}{A_i} = 749.59 \cdot \text{mm}$

vzdialenosť ťažiska výstuže od NO

$$z_{is1} := h_a - x_i + h_{s1} = 1059.41 \cdot \text{mm}$$

$$z_{is2} := h_a - x_i + h_{s2} = 861.41 \cdot \text{mm}$$

$$z_{ia} := x_i - x_{ad} = 232.61 \cdot \text{mm}$$

Moment zotrvačnosti id. prierezu

$$I_i := I_a + A_a \cdot z_{ia}^2 + \frac{1}{n} \cdot (A_{s1} \cdot z_{is1}^2 + A_{s2} \cdot z_{is2}^2) = 67.17 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Napätie od ostatného stálego zaťaženiaMaximálny moment v podpore (návrhový) $M_{gd2.podp} = 3341.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\text{napätie v horných vláknach } \sigma_{II.g.ah.podp} := \frac{-(M_{gd2.podp}) \cdot (x_i - h_a)}{I_i} = 39.82 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{napätie v dolných vláknach } \sigma_{II.g.ad.podp} := \frac{-(M_{gd2.podp}) \cdot (x_i)}{I_i} = -37.29 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{napätie vo výstuži } \sigma_{II.g.s.podp} := \frac{1}{n} \cdot \frac{-(M_{gd2.podp}) \cdot (-h_a + x_i - h_{s1})}{I_i} = 50.19 \cdot \text{MPa}$$

Napätie od zaťaženia dopravouMaximálny moment v podpore (návrhový) $M_{qd.podp} = 8346.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\text{napätie v horných vláknach } \sigma_{II.q.ah.podp} := \frac{-(M_{qd.podp}) \cdot (x_i - h_a)}{I_i} = 99.46 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{napätie v dolných vláknach } \sigma_{II.q.ad.podp} := \frac{-(M_{qd.podp}) \cdot (x_i)}{I_i} = -93.14 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{napätie vo výstuži, } \sigma_{II.q.s.podp} := \frac{1}{n} \cdot \frac{-(M_{qd.podp}) \cdot (-h_a + x_i - h_{s1})}{I_i} = 125.38 \cdot \text{MPa}$$

Suma napätí od krátkodobého a dlhodobého zaťaženia

napätie v horných vláknach $\sigma_{II.ah.podp} := \sigma_{II.g.ah.podp} + \sigma_{II.q.ah.podp} = 139.28 \cdot \text{MPa}$

napätie v dolných vláknach $\sigma_{II.ad.podp} := \sigma_{II.g.ad.podp} + \sigma_{II.q.ad.podp} = -130.43 \cdot \text{MPa}$

napätie vo výstuži, $\sigma_{II.s.podp} := \sigma_{II.g.s.podp} + \sigma_{II.q.s.podp} = 175.57 \cdot \text{MPa}$

Kontrola napätia po uvedení do prevádzky:

napätie v horných vláknach $\sigma_{II.ah.podp} + \sigma_{I.ah.podp} = 214.37 \cdot \text{MPa} < 355 \text{ MPa}$

napätie v dolných vláknach $\sigma_{II.ad.podp} + \sigma_{I.ad.podp} = -168.01 \cdot \text{MPa} < 335 \text{ MPa}$

napätie vo výstuži $\sigma_{II.s.podp} = 175.57 \cdot \text{MPa} < 435 \text{ MPa}$

4.2.7.8 Napätie od ťahového spevnenia a zmrašťovania

Napätie od ťahového spevnenia betónu:

$$\rho_s := \frac{A_s}{A_c} = 0.04$$

$$\alpha_{st} := \frac{A_i \cdot I_i}{A_a \cdot I_a} = 2.15$$

dodatočné napätie vo výstuži

$$\Delta \sigma_s := \frac{0.4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s} = 13.5 \cdot \text{MPa}$$

Napätie od zmrašťovania

napätie od voľného zmrašťovania

$$\sigma_{sm} := 83.29 \text{MPa}$$

normálová sila ekvivalentná

$$N1 := -2143.46 \text{kN}$$

ohybový moment od ekvivalentnej sily opačného smeru

$$M1 := -N1 \cdot (x_i - 0.5h_c) = 1263.75 \text{kN} \cdot \text{m}$$

napätie v horných vláknach

$$\sigma_{1ah} := \frac{M1 \cdot x_{ah}}{I_i} + \frac{N1}{A_i} = -32.11 \cdot \text{MPa}$$

napätie v dolných vláknach

$$\sigma_{1ad} := \frac{M1 \cdot x_{ad}}{I_i} + \frac{N1}{A_i} = -2.95 \cdot \text{MPa}$$

napätie vo výstuži

$$\sigma_{1s} := \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{M1 \cdot x_s}{I_i} + \frac{N1}{A_i} \right) + \sigma_{sm} = 48.07 \cdot \text{MPa}$$

4.2.8 Výsledné napätie nad pilierom

napätie v horných vláknach

$$\sigma_{ah} := \sigma_{I.ah.podp} + \sigma_{II.ah.podp} + \sigma_{1ah} = 182.26 \cdot \text{MPa} < 355 \text{MPa}$$

napätie v dolných vláknach

$$\sigma_{ad} := \sigma_{I.ad.podp} + \sigma_{II.ad.podp} + \sigma_{1ad} = -170.96 \cdot \text{MPa} < 335 \text{MPa}$$

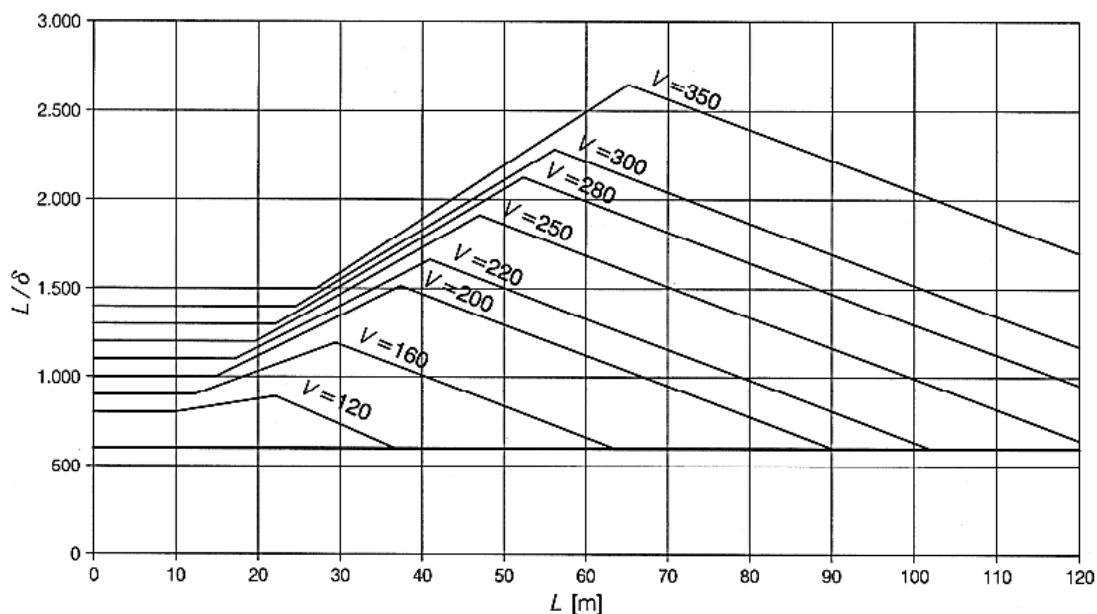
napätie vo výstuži

$$\sigma_s := \sigma_{II.s.podp} + \sigma_{1s} + \Delta \sigma = 237.13 \cdot \text{MPa} < 435 \text{MPa}$$

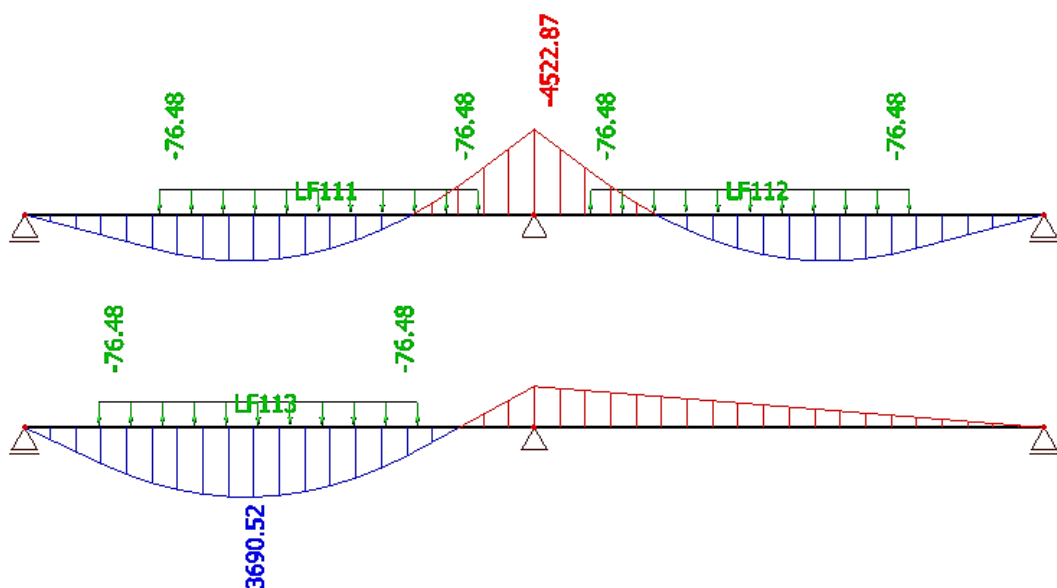
4.3 PREDBEŽNÝ NÁVRH MSP

Posúdenie mostnej konštrukcie na medzný stav použiteľnosti zahŕňa obdobný posudok ako MSÚ avšak s charakteristickými hodnotami. Mostná konštrukcia musí pôsobiť pružne. V rozsahu diplomovej práce nebudeme overovať pružné pôsobenie v medznom stave použiteľnosti.

V rámci MSP vypočítame prihyb mostnej konštrukcie a odporučíme nadvýšenie.



obr. 4-7 Graf závislosti dĺžky mostnej konštrukcie, pomernej zvislej deformácie a rýchlosti trate.



obr. 4-8 Charakteristické momenty od SW/0

Pre medzný stav použiteľnosti a určenie priehybov od krátkodobého zaťaženia bol použitý model SW/0, ktorý je doporučený pre spojitý mosty. Dynamický súčiniteľ bol uvažovaný $\phi=1.15$ a súčiniteľ triedy dopravy $\alpha=1.0$.

Momentu v poli vzdoruje kvadratický moment zotrvačnosti vypočítaný v strede rozpätia, momentu nad podporou kvadratický moment príslušného prierezu v tomto mieste.

Analytické vyjadrenie priehybu v polovici poľa

Priehyb oceľového nosníka

$$w_1 := \frac{5}{348 \cdot E_a \cdot I_{a,pole}} \cdot M_{gk,I,pole} \cdot L_1^2 + \frac{1}{16 \cdot E_a \cdot I_a} \cdot M_{gk,I, podp} \cdot L_1^2 = 13.35 \cdot \text{mm}$$

Priehyb spriahnutého nosníka

od ostatného stáleho zaťaženia

$$w_2 := \frac{5}{348 \cdot E_a \cdot I_{i,d}} \cdot \frac{1.1 M_{gd2,pole}}{\gamma_g} \cdot L_1^2 + \frac{1}{16 \cdot E_a \cdot I_i} \cdot \frac{M_{gd2, podp}}{\gamma_g} \cdot L_1^2 = 8.13 \cdot \text{mm}$$

od krátkodobého zaťaženia

$$w_3 := \frac{5}{348 \cdot E_a \cdot I_{i,pole}} \cdot 1.1 \cdot 3690.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot L_1^2 + \frac{1}{16 \cdot E_a \cdot I_i} \cdot 4523 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot L_1^2 = 14.9 \cdot \text{mm}$$

Maximálny povolený priehyb mostnej konštrukcie je stanovený z grafu.

Podľa Č SN 1990 príloha D, A2 sa pre spojitý mosty o dvoch poliach môže hodnota L/δ násobiť 0.7

$$w_{\max} := \frac{L_1}{0.7 \cdot 1200} = 28.57 \cdot \text{mm}$$

Nadvýšením sa eliminuje priehyb od stálych zaťažení a časti priehybu od prevádzky.

Navrhujem eliminovať 25% krátkodobých účinkov zaťaženia.

Návrh nadvýšenia nosníku :

$$\Delta := w_1 + w_2 + 0.25 \cdot w_3 = 25.2 \cdot \text{mm}$$

Konečný priehyb po nadvýšení

$$w := w_1 + w_2 + w_3 - \Delta = 11.18 \cdot \text{mm}$$

Posúdenie_MSP_priehyb=	"vyhovuje" if $w_{\max} \geq w$ = "vyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

5 VÝPOČTOVÝ MKP MODEL

Na základe predbežného návrhu, zistíme základné dimenzie hlavných nosných častí a vytvoríme priestorový výpočtový model. Pre porovnanie správnosti výsledkov bola na výpočet využitá reálna, už zhotovená konštrukcia. Hlavným dôvodom je možná kontrola výsledkov a potvrdenie správnosti výpočtu, postupov a globálnej analýzy MKP.

Pre výpočet metódou MKP bol použitý komerčný software SCIA Engineer 16, s funkcionalitami: nelinearity, stabilita, pohyblivé zaťaženie, návrh mostov.

V oboch modeloch boli zahrnuté fázy výstavby.

Zostavené boli dva modeli lineárny, bez zahrnutia vzniku trhlín v oblasti ťahaného betónu. V tomto modeli bola prevedená stabilitná analýza, pre výpočet vlastných tvarov.

Nelineárny model s použitím funkcionality „obecná plastika“ ktorý povoľuje zmenu tuhosti materiálu po prekročení určenej pevnosti, izotropný pružno-plastický model, Drucker-Prager. Ktorý je vhodný pre materiály s rôznou pevnosťou v ťahu a tlaku (betón, zemina).

Pre výpočet vnútorných síl použijeme dosko-prútový model, ktorý bol predstavený v kap. 2.7.2

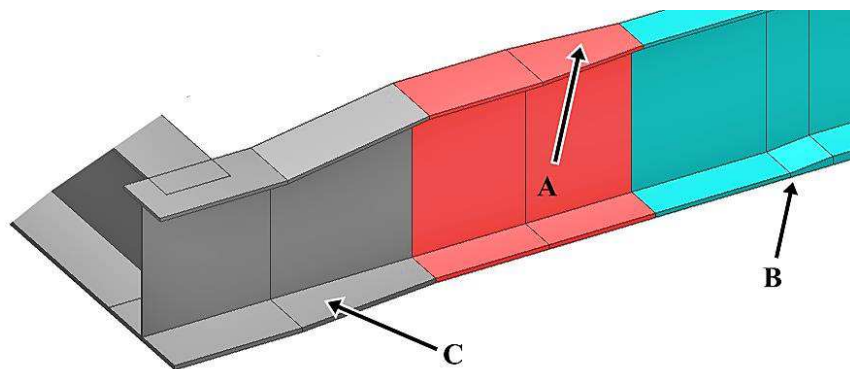
5.1 TVORBA GEOMETRIE MODELU

Geometria hlavných nosníkov bola prevzatá a upravená z výkresovej dokumentácie projektanta mostného objektu.

Nosníky sú modelované ako líniové prvky s použitím prídavných komponentov pre 1D dielce. Takto modelované nábehy na prúte najlepšie vystihujú jeho zmenu prierezu.

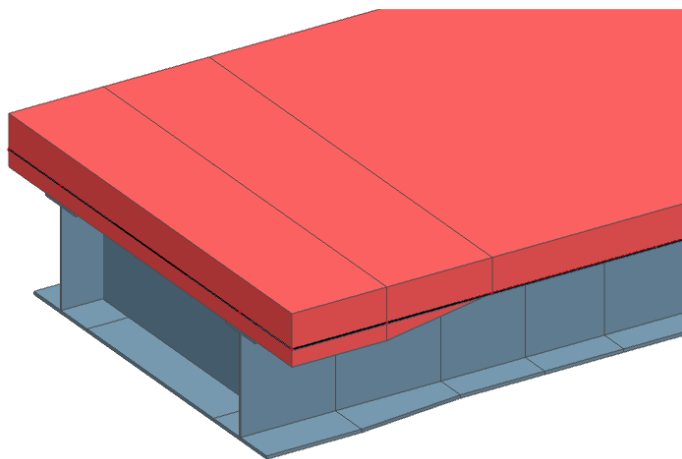
Variabilita nábehov je veľká a vystihuje zmenu hrúbky plechov prírub aj zmeny výšky stojiny v pozdĺžnom smere mostnej konštrukcie.

Na (obr. 5-1) sú zobrazené nábehy hlavného nosníka, označenie „A“ rozšírenie šírky plechu horného pásu, „B“ zmena hrúbky plechu v pomere 1:10 spodného pásu, „C“ zmena šírky plechu spodného pásu. Taktiež je vidno zmenu výšky stojiny, zníženie profilu pre vytvorenie priestoru pre priečny mostný uzáver a spriahovacích trňov.



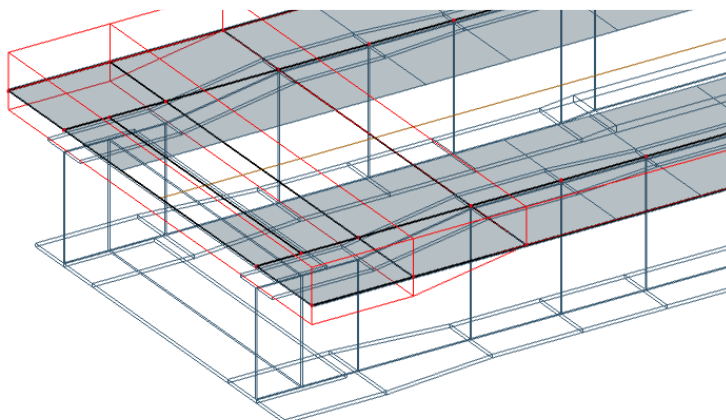
obr. 5-1 Nábehy hlavného nosníka

Železobetónová doska je modelovaná ako plošný prvok s hustotou siete 250 mm, ktorá je optimum pre presné výsledky a prípustná čas výpočtu.



obr. 5-2 Model spriahnutého nosníka

Spriahnutie je prevedené pomocou funkcie „Pripojiť 1D prvý ako rebrá“, ktorá zabezpečí dokonale tuhé spolupôsobenie medzi doskou a prútom. Navyše vytvorí možnosť zadať spolupôsobiacu šírku bet. časti spriahnutého nosníka.



obr. 5-3 Spolupôsobiace šírky spriahnutých nosníkov

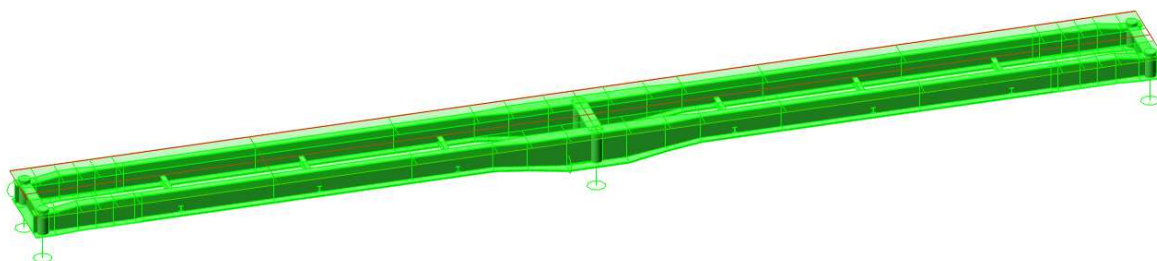
5.2 FÁZY VÝSTAVBY

Pre zohľadnenie montážnych štádií výstavby, bol použitý model ktorý tieto fázy zohľadňuje. Bolo vytvorených niekoľko fází, ktoré odpovedajú skutočnému prevedeniu konštrukcie.

Zvoleným postupom betonáže sme ušetrili približne 15% únosnosti ocelového profilu, a taktiež priehyb nosníka v poli.

5.2.1 1. Fáza výstavby

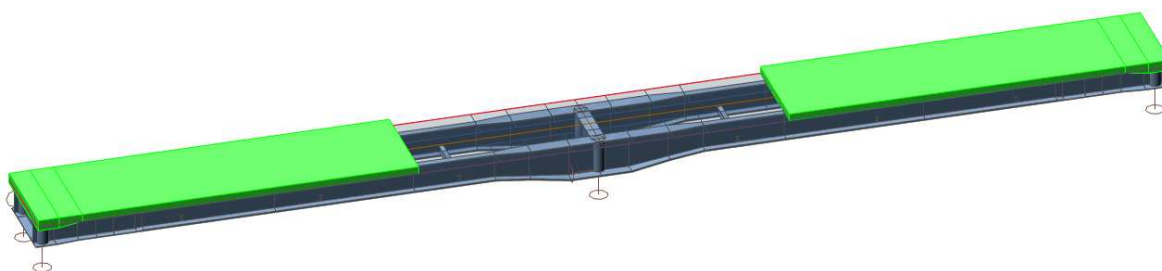
Osadenie ocelového nosníka na podpery.



obr. 5-4 1. fáza výstavby.

5.2.2 2. Fáza výstavby

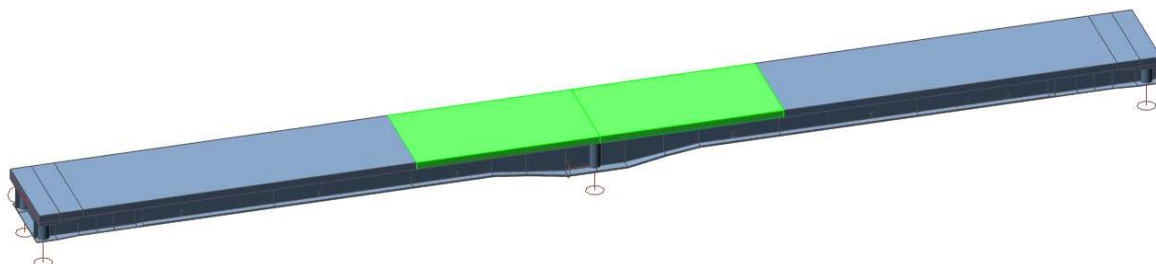
Betonáž dosky v poliach konštrukcie, pôsobí iba ocelový nosník.



obr. 5-5 2. fáza výstavby.

5.2.3 3. Fáza výstavby

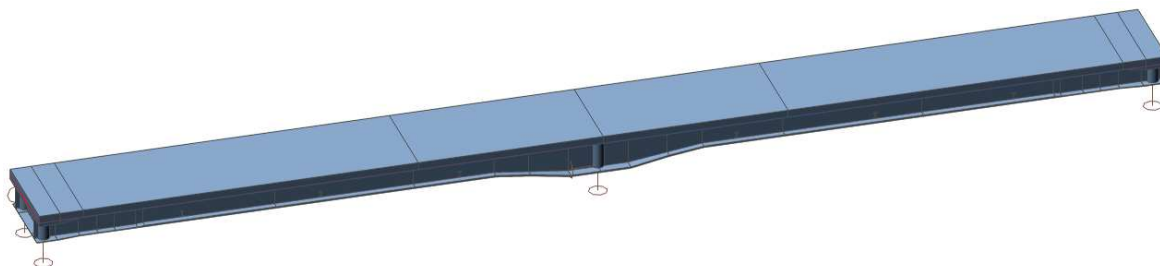
Betonáž dosky nad podporou, pôsobí čiastočne spriahnutý nosník



obr. 5-6 3. fáza výstavby.

5.2.4 Prevádzková fáza

V čase 60 dní, kedy je betónová doska plne spriahnutá a dokonale spolupôsobí s oceľovým nosníkom.



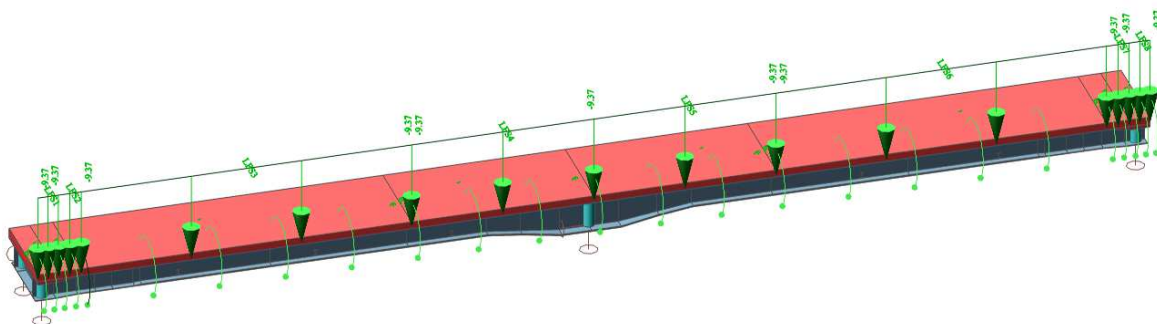
obr. 5-7 Prevádzková fáza mostnej konštrukcie.

5.3 ZAŤAŽENIE MODELU

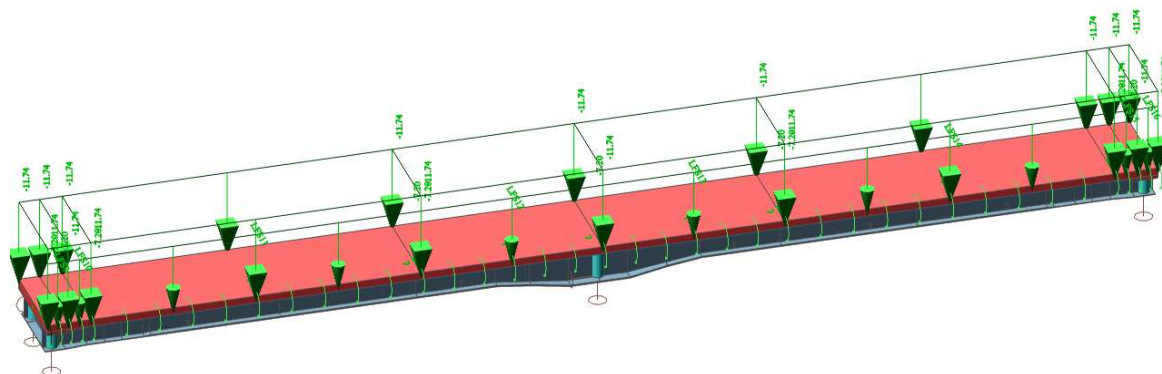
5.3.1 Stále zaťaženie

Vlastná hmotnosť konštrukcie je generovaná automaticky výpočtovým softvérom. Ostatné stále zaťaženie bolo rozdelené do zaťažovacích stavov a aplikované na konštrukciu. Hodnoty stáleho zaťaženia sú uvedené v kap. 4.1.3.

Príkladné zaťažovacie stavy sú uvedené na obrázkoch nižšie:



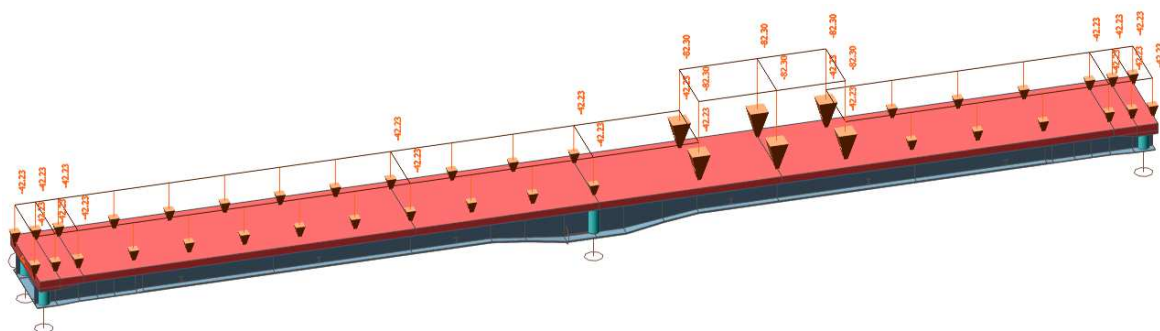
obr. 5-8 Zaťaženie prefabrikovanou rímsou, excentricky.



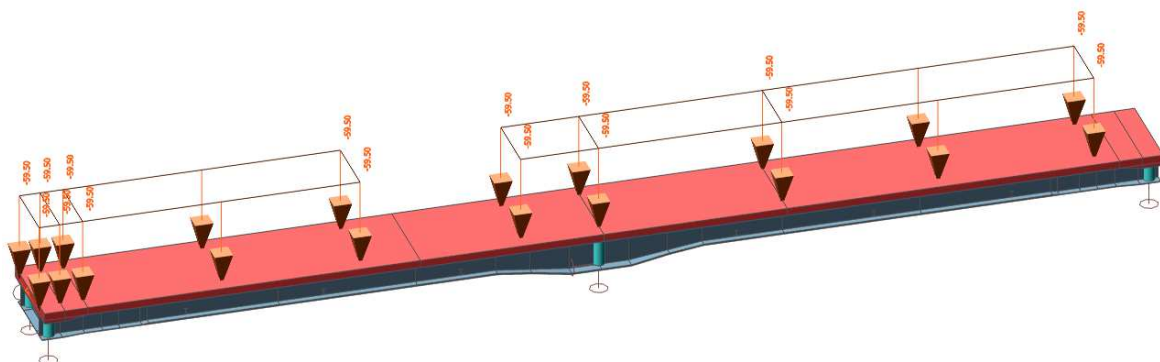
obr. 5-9 Zaťaženie koľajovým lôžkom priama časť a excentrická.

5.3.2 Pohyblivé zaťaženie

Pohyblivé zaťaženie na mostnú konštrukciu bolo generované automaticky, použitá bola funkcia „Pohyblivé zaťaženie“. Po vytvorení zaťažovacej schémy pre model zaťaženia UIC 71 a model zaťaženia SW/2, boli vygenerované všetky polohy zaťaženia na konštrukcii v krokoch po 1 m.



obr. 5-10 Model zaťaženia UIC 71.

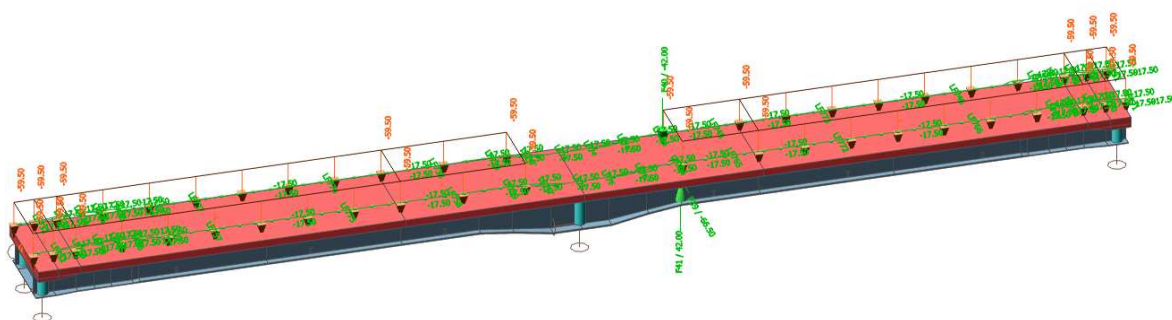


obr. 5-11 Model zaťaženia SW/2.

5.3.2.1 Zostavy zaťažení

Následne boli vybraté rozhodujúce pozície pohyblivého zaťaženia pre vybrané prvky mostnej konštrukcie. Tieto zaťažovacie stavy boli kombinované v zostavách zaťažovacích stavov žel. dopravou podľa (tabuľka 1). Zostavy zaťažení obsahujú zvislé zaťaženie dopravou, vodorovné zaťaženie od rozjazdu a brzdenia a bočný ráz.

Referenčná zostava zaťaženia je na (obr. 5-12).



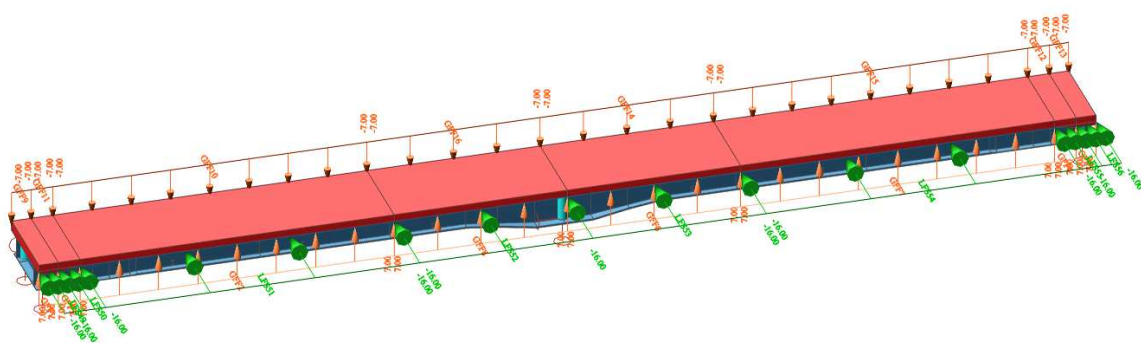
obr. 5-12 Zostava gr16 v mieste 19,5m od konca mostnej konštrukcie.

5.3.3 Zaťaženie vetrom

Boli vytvorené štyri zaťažovacie stavy a to vietor zľava, vietor sprava, a obdobne pre nezaťažený vlak, kedy je plocha pôsobenia vetra oveľa väčšia. Zaťažovací stav priečny vietor pre nezaťažený vlak sa nesmie kombinovať s hlavným zvislým zaťažením od dopravy.

Dôležitým bodom pri tvorení kombinácií, je v prípade priaznivého pôsobenia excentrickej časti vetra na konštrukciu, tento zať. stav vynásobiť kombinačným súčiniteľom 0.

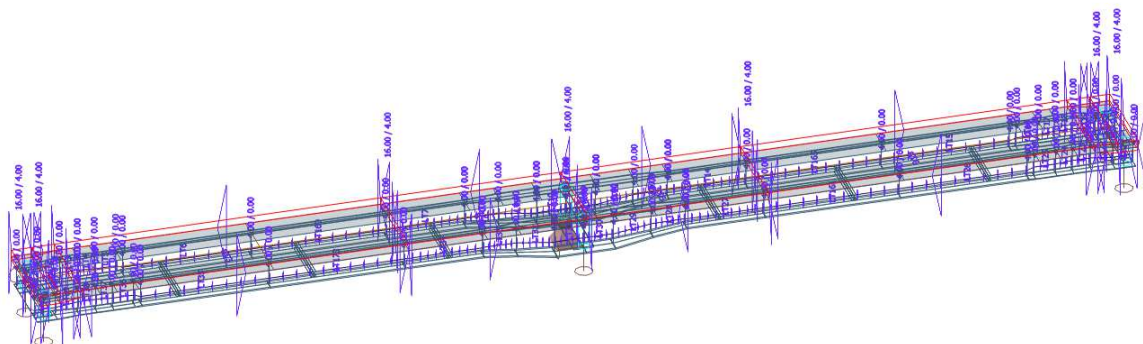
Zaťaženie priečnym vetrom, pre nezaťažený vlak:



obr. 5-13 Vietor sprava, pre nezaťažený vlak.

5.3.4 Zat'azenie teplotou

Pri zadávaní zat'azenia teplotou, bolo prijaté zjednodušenie v podobe lineárneho priebehu zmeny teploty po výške prierezu. Zmena teploty je zadaná pre bet. časť zvlášť a pre ocel'. nosník zvlášť.

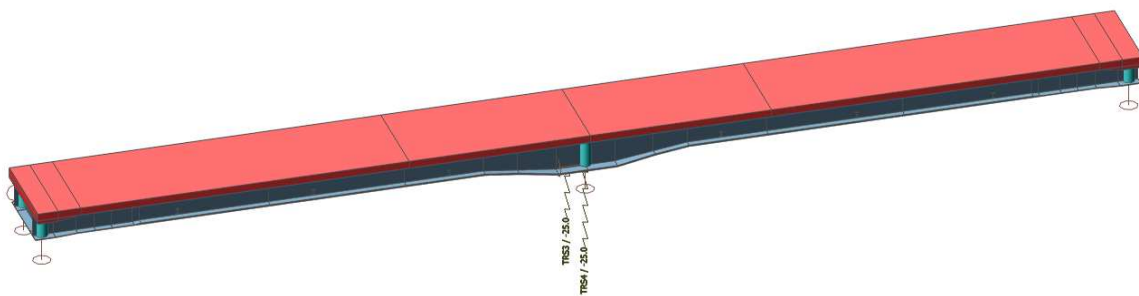


obr. 5-14 Nerovnomerná zmena teploty, oteplenie.

5.3.5 Zat'azenie poklesom podpory

Vzhľadom na neznáme podmienky založenia spodnej stavby a jej dávnej realizácie, bolo doporučené uvažovať podmytie častí spodnej stavby a jej pokles o cca 25 mm.

Tento pokles bol zadaný do 3 zat'azovacích stavov, pokles mostnej opory vľavo, pokles piliera a pokles mostnej opory vpravo.



obr. 5-15 Pokles piliera.

5.4 KOMBINÁCIE ZAŤAŽENIA

Kombinácie zaťaženia boli vytvorené podľa vzorca 6.10 [11], bolo vytvorených približne 25 000 kombinácií, z ktorých bolo vybraných a opravených 50 rozhodujúcich.

Pre pružnostný posudok boli tieto kombinácie ďalej rozdelené na krátkodobý a dlhodobý účinok, pre aplikovanie vnútorných síl na ideálne prierezy s rôznym pracovným súčiniteľom.

Nezaťažený vlak je vždy vedľajšie zaťaženie pre vietor ako hlavné premenné zaťaženie.

tabuľka 6 Súčinitele použité pre kombinácie

Skupiny zaťaženia	γ_Q	Ψ_{0i}	$\gamma_{Qi} * \Psi_{0i}$
vietor	1,5	0,75	1,13
nezaťažený vlak	-	0,8	1,2
dopravné zostavy	1,45	0,8	1,16
teplota	1,5	0,6	0,9
sadnutie podpier	1,2	0,8	0,96

5.5 LINEÁRNY VÝPOČET

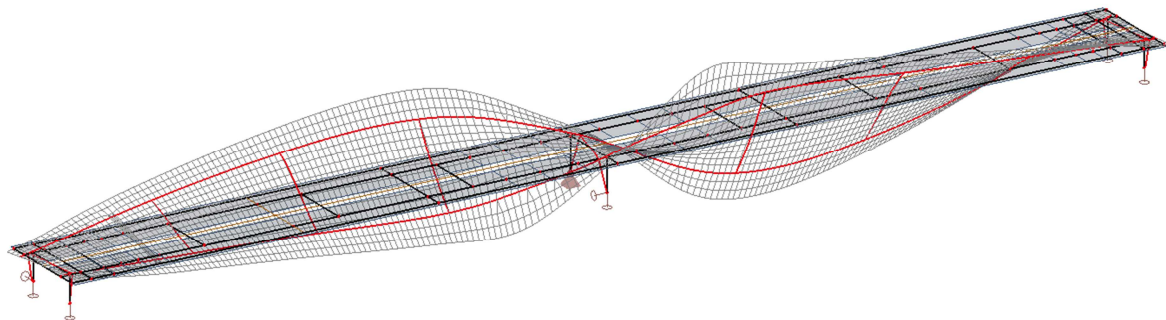
Lineárny výpočet bol použitý pre zistenie globálnej stability konštrukcie a výber najúčinnejších zaťažovacích stavov pre posúdenie hlavnej nosnej konštrukcie.

5.5.1 Lineárna stabilita

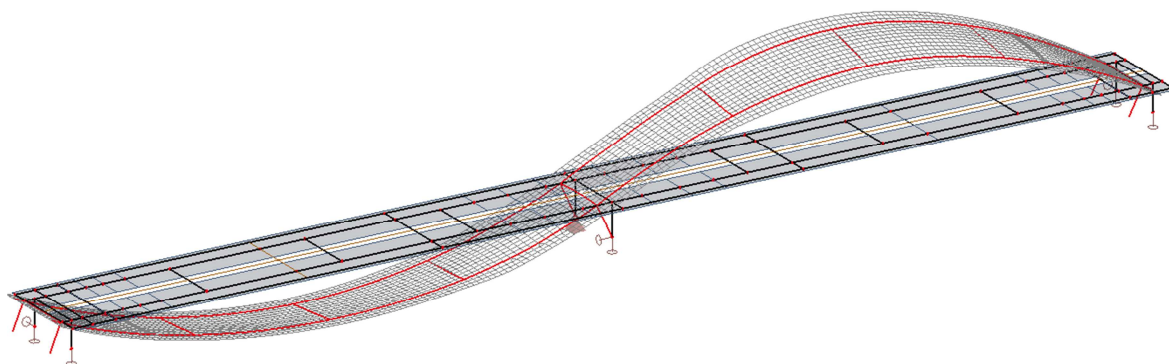
Analýza globálnej straty stability zisťuje kritický násobok α , ktorý udáva pomer skutočného zaťaženia konštrukcie a zaťaženia potrebného pre celkovú stratu stability.

Minimálna hodnota $\alpha > 10$ pri lineárnom výpočte. Pre stabilitnú analýzu boli vytvorené špeciálne zaťažovacie stavy so súčiniteľom stáleho zaťaženia 1,0.

Prvý vlastný tvar konštrukcie mal kritickú hodnotu $\alpha=109$, z toho vyplýva že spriahnutá oceľobetónová mostná konštrukcia nie je citlivá na stratu stability ako celok.



obr. 5-16 Prvý vlastný tvar straty globálnej stability $\alpha=109$.



obr. 5-17 Druhý vlastný tvar straty globálnej stability $\alpha=280$

Výsledné vlastné tvary korešpondujú s teoretickými odhadmi straty globálnej stability mostnej konštrukcie, preto môžeme analýzu prehlásiť za odpovedajúcu a správnu.

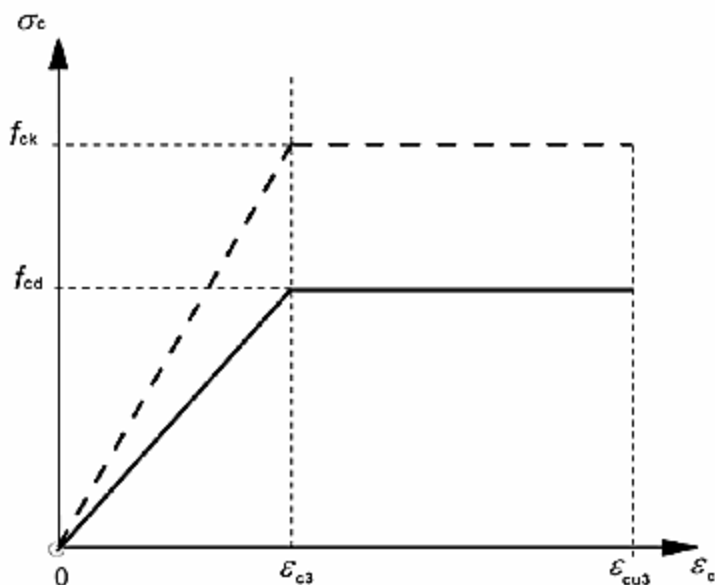
Vzhľadom na splnenie podmienky pre lineárny výpočet, nie je potrebný nelineárny výpočet globálnej stability.

5.6 NELINEÁRNY VÝPOČET

V nelineárnom výpočte je zaťaženie aplikované na konštrukciu postupne, počet prírastkov je stanovený na hodnotu 5, z dôvodu, že konštrukcia nie je citlivá na deformácie. Použitá metóda výpočtu je Newton-Raphson s počtom iterácií 10. Pre vystihnutie vzniku trhlín v betóne v ťahu, je použitý pracovný diagram betónu v ťahu „Izotropný pružne plastický zo spevnením, Drucker-Prager, ktorý sa používa pre vystužený betón.

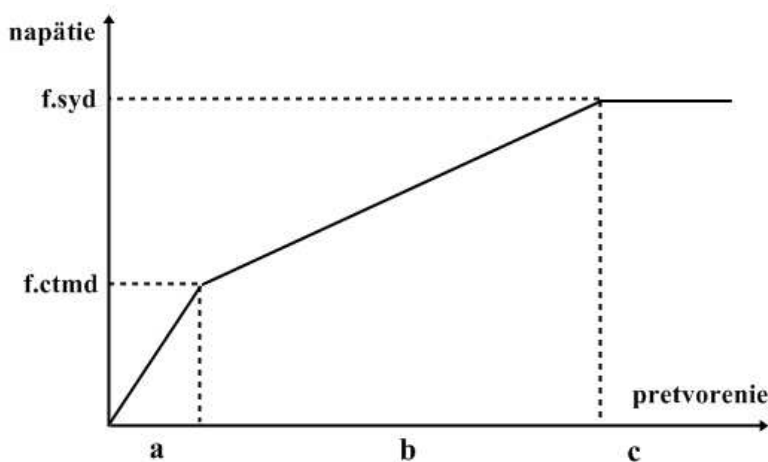
5.6.1 Pružne plastický diagram so spevnením

Klasický pružne plastický diagram betónu v tlaku je na (obr. 5-18). Pre betón v ťahu je pracovný diagram obdobný avšak s medznou pevnosťou f_{ctmd} .



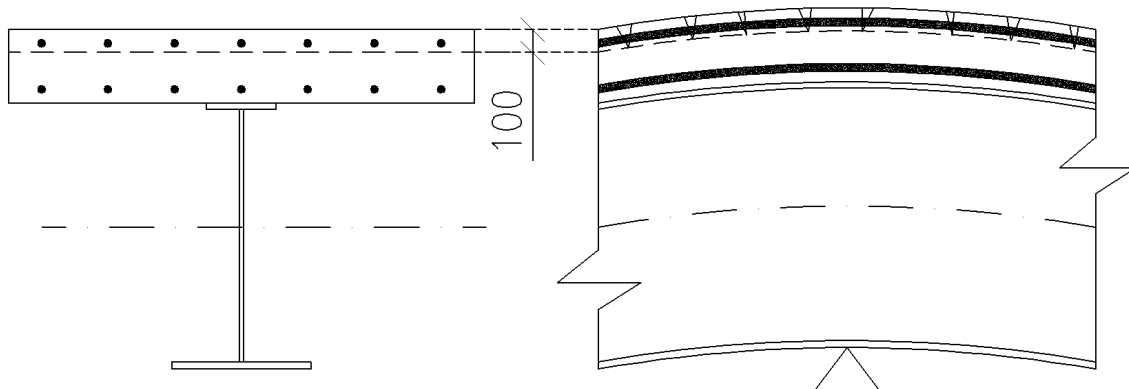
obr. 5-18 Pružne plastický diagram betónu v tlaku.[14]

Pružne plastický diagram so spevnením na (obr. 5-19) vystihuje tuhosť spriahnutého nosníka v oblasti namáhanej záporným ohybovým momentom. V oblasti „a“ pokiaľ betón nedosiahne medzu pevnosti v ťahu f_{ctmd} je modul pružnosti $E=32$ GPa. Po prekročení f_{ctmd} sa zmení tuhosť konštrukcie v závislosti na vystužení bet. dosky, oblasť „b“ na grafe. Po vyčerpaní únosnosti výstuže oblasť „c“ sa deformácie rozvíjajú plasticky a tuhosť je nulová.



obr. 5-19 Pružne plastický diagram so spevnením

Výpočet modulu spevnenia závisí na odhadu rozvoja trhlín a ich veľkosti a vystuženia konštrukcie. Na základe odhadu som stanovil rozvoj trhlín 100 mm od horného okraja železobetónovej dosky, pričom na prenose ťahového napätia sa bude podieľať iba horný rad výstuže.



obr. 5-20 Predpokladaný rozvoj trhlín

Výpočet modulu spevnenia pozostáva z prepočítania tuhosti výstuže na betónovú plochu, ktorá v ťahu už nepôsobí. Výpočet vychádza z predpokladu tuhosti v jednoosom ťahu (14).

$$k = \frac{E \cdot A}{l} \quad (14)$$

modul pružnosti ocele	$E_s = 200 \text{ GPa}$
modul pružnosti betónu	$E_{cm} = 33.5 \text{ GPa}$
plocha horného radu výstuže na 1bm	$A_0 := 5629.75 \text{ mm}^2$
tuhosť horného radu výstuže	$k_a := \frac{E_s \cdot A_0}{1 \cdot m} = 1125.95 \text{ m MPa}$
plocha betónu porušeného trhlinami na 1bm	$A_b := 1 \text{ m} \cdot 100 \text{ mm} = 100000 \text{ mm}^2$
modul spevnenia výstužou pre betón v ťahu	$E := \frac{k_a \cdot 1 \text{ m}}{A_b} = 11.26 \text{ GPa}$

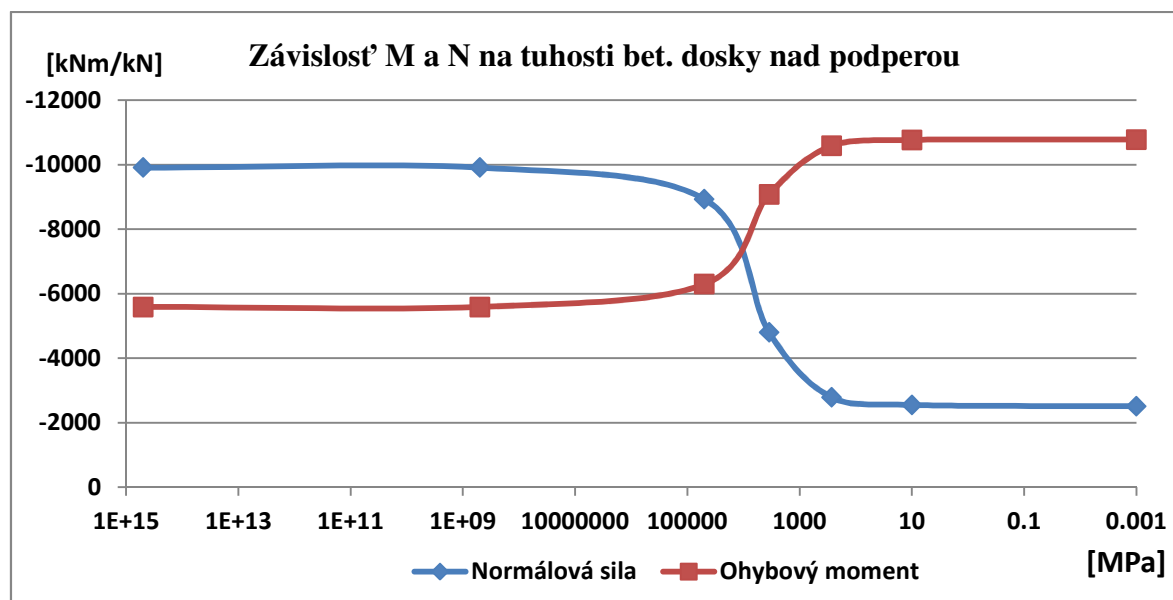
Hodnota modulu pružnosti spevnenia bola zavedená do výpočtu ako nelineárne chovanie materiálu.

5.6.2 Vplyv zmeny tuhosti konštrukcie na vnútorné sily

Po zavedení materiálovej nelinearity do modelu bola analyzovaná odozva konštrukcie na túto zmenu.

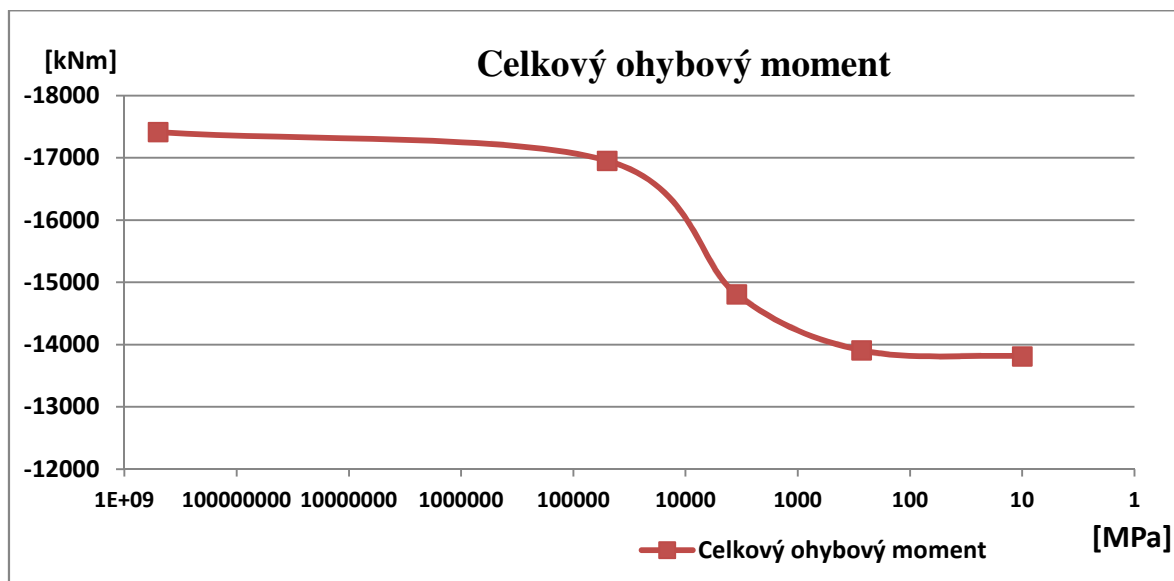
Na (obr. 5-21) je vidieť vzájomnú transformáciu vnútorných síl v závislosti na zmene tuhosti betónovej časti v ťahu.

Pri lineárnom výpočte s nezmenenou tuhosťou betónovej dosky, konštrukcia vykazovala veľké normálové sily v ocelovom nosníku a betónovej doske. Vzhľadom na veľkú tuhosť bolo zabránené redistribúcií ohybových momentov, ktorá by musela byť dopočítaná dodatočne podľa kap.(2.5.2.1).



obr. 5-21 Graf vplyvu zmeny tuhosti na vnútorné sily

Celkový ohybový moment, ktorý bol získaný pre tuhosť $E=11,26$ GPa, vypočítame ako súčet ohybového momentu a momentu od dvojčky normálových síl pôsobiacich v ocelovej a betónovej časti. Tieto normálové sily majú rovnaký účinok a opačný smer ich pôsobiace rameno je vzdialenosť ťažísk oboch častí.



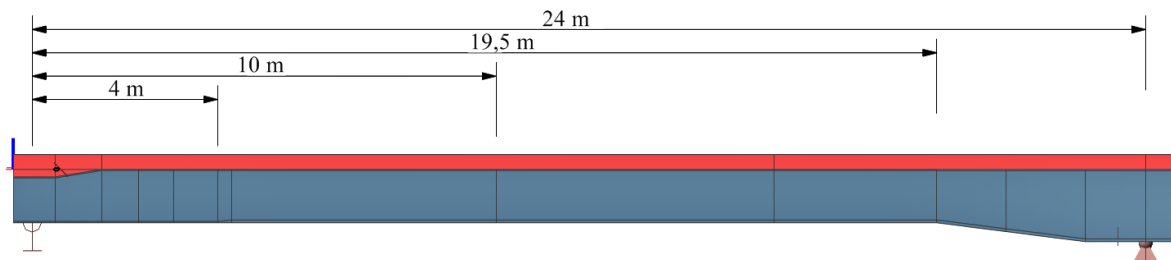
obr. 5-22 Graf závislosti celkového ohybového momentu na tuhosti

Vplyv nami vypočítanej tuhosti zmenší celkový ohybový moment nad vnútornou podporou o 15% a prerozdolí namáhanie do polí nosníkov. Takto prerozdelené namáhanie odpovedá úprave stanovenej v norme.

Z (obr. 5-212) je značné, že detailná analýza dĺžky trhliny nie je potrebná, pretože konštrukcia nie je príliš citlivá na zmeny tuhosti. Takže odhad trhliny je pre riešenie postačujúci.

6 VÝSLEDNÝ POSUDOK NOSNEJ KONŠTRUKCIE

Vzhľadom na symetriu konštrukcie, boli oba hlavné oceľobetónové nosníky navrhnuté na max. namáhanie. Pružnostný posudok bol vykonaný vo všetkých kritických rezoch konštrukcie.



Pozícia rezu 4 m od podpory – zmena prierezu.

Pozícia rezu 10 m od podpory – maximálny kladný moment.

Pozícia rezu 19,5 m od podpory – zmena prierezu a montážny styk.

Pozícia rezu 24 m od podpory – maximálny záporný moment.

Výpočet normálového napätia pružne v oceľovej časti spriahnutého prierezu podľa:

$$\sigma_x = \frac{M_y * z_i}{I_i} + \frac{N_x}{A_i} \quad (15)$$

Výpočet normálového napätia pružne v betónovej časti spriahnutého nosníka podľa:

$$\sigma_x = \frac{1}{n} * \left(\frac{M_y * z_i}{I_i} + \frac{N_x}{A_i} \right) \quad (16)$$

Výpočet šmykového napätia plasticky v stojine oceľovej časti spriahnutého nosníka podľa:

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_w} \quad (17)$$

Výpočet zrovnávacieho napätia, pre overenie v miestach kútových zvarov.

$$\sigma_{zrov} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + 3\tau_{\parallel}^2} \quad (18)$$

6.1 VNÚTORNÉ SILY

Vnútorne sily získané globálnou analýzou priestorovým MKP modelom, pred transformáciou normálových síl na ohybové momenty.

Podrobný výpočet napätí bol vytvorený v programe Mathcad 15 a je uvedený v prílohe č.2 a v prílohe č.3.

tabuľka 7 Vnútorne sily, globálna analýza

X=4.0m

Vnútorne sily pre posúdenie MSÚ - rozhodujúca kritická kombinácia			
Rozdelenie podľa pôsobenia v čase	návrhové hodnoty v kombinácii vč. ds		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
pred uvedením do prevádzky	37.5	122.8	791.3
krátkodobé zaťaženie	4223.3	-669.9	1523.43
dlhodobé zaťaženie	1207.9	196.2	453.3
Vnútorne sily pre posúdenie na únavu			
	návrhové hodnoty		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
max	4223.3	-669.9	1523.43
min	-1010.8	191.87	-276
rozkmít vnút. síl	5234.1	-861.77	1799.43

X=10.0m

Vnútorne sily pre posúdenie MSÚ - rozhodujúca kritická kombinácia			
Rozdelenie podľa pôsobenia v čase	návrhové hodnoty v kombinácii vč. ds		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
pred uvedením do prevádzky	90.6	-108.1	943
krátkodobé zaťaženie	6671.7	-187.2	2010.3
dlhodobé zaťaženie	1743.4	-43	523.5
Vnútorne sily pre posúdenie na únavu			
	návrhové hodnoty		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
max	6671.7	144.9	2010.3
min	-2143.7	-187.2	-603.9
rozkmít vnút. síl	8815.4	332.1	2614.2

tabuľka 8 Vnútorne sily, globálna analýza

X=19.5m

Vnútorne sily pre posúdenie MSÚ - rozhodujúca kritická kombinácia			
Rozdelenie podľa pôsobenia v čase	návrhové hodnoty v kombinaci vč. ds		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
pred uvedením do prevádzky	0	-284.9	-618.2
krátkodobé zaťaženie	-3691.8	-1023.4	-1946.9
dlhodobé zaťaženie	-1037.3	-436.6	-313.5
Vnútorne sily pre posúdenie na únavu			
	návrhové hodnoty		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
max	-3006.9	37.66	1270.8
min	2856.9	-1023.4	-1946.9
rozkmit vnút. síl	-5863.8	1061.06	3217.7

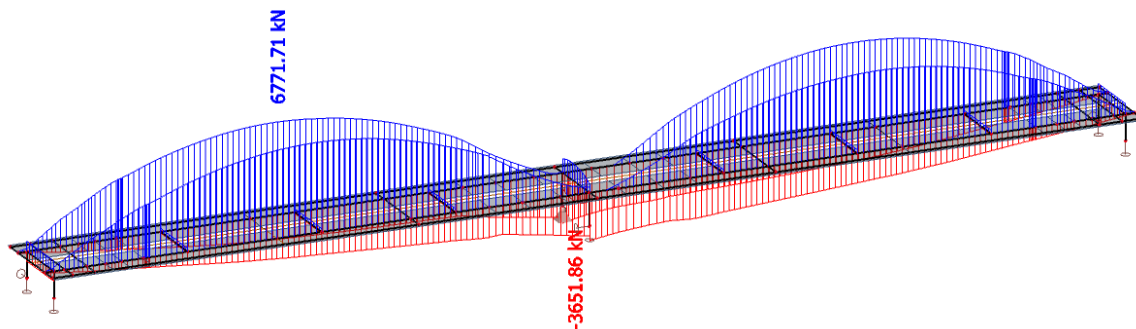
X=24.0m

Vnútorne sily pre posúdenie MSÚ - rozhodujúca kritická kombinácia			
Rozdelenie podľa pôsobenia v čase	návrhové hodnoty v kombinaci vč. ds		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
pred uvedením do prevádzky	0	-465.6	-2268.5
krátkodobé zaťaženie	-3651.9	-1653.8	-6621.34
dlhodobé zaťaženie	-2167.9	-741.5	-2582.1
Vnútorne sily pre posúdenie na únavu			
	návrhové hodnoty		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
max	969.71	82.9	460.4
min	-3651.9	-1653.8	-6621.34
rozkmit vnút. síl	4621.61	1736.7	7081.74

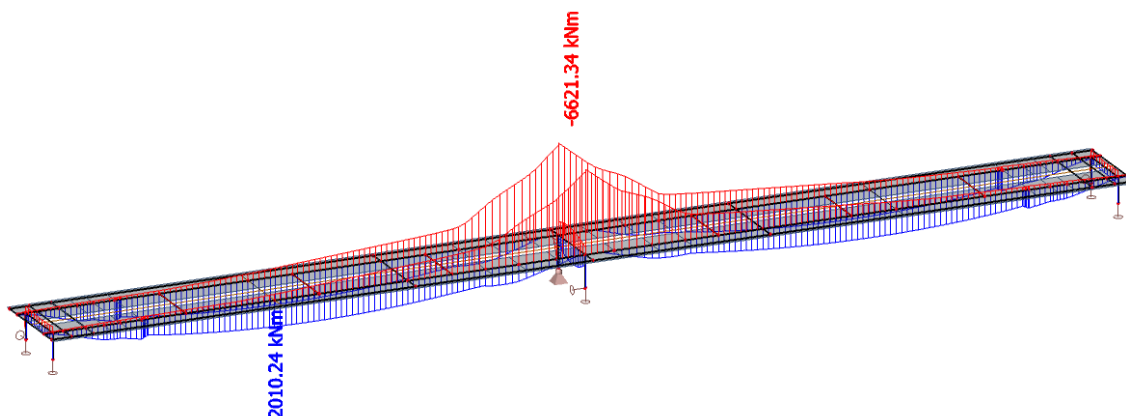
6.2.1 Vnútorné sily - priestorový MKP model

Hodnoty v (tabuľka 8) a (tabuľka 9) vychádzajú z vytvoreného nelineárneho modelu, pre kontrolu sú vybraté referenčné kombinácie na obrázkoch nižšie.

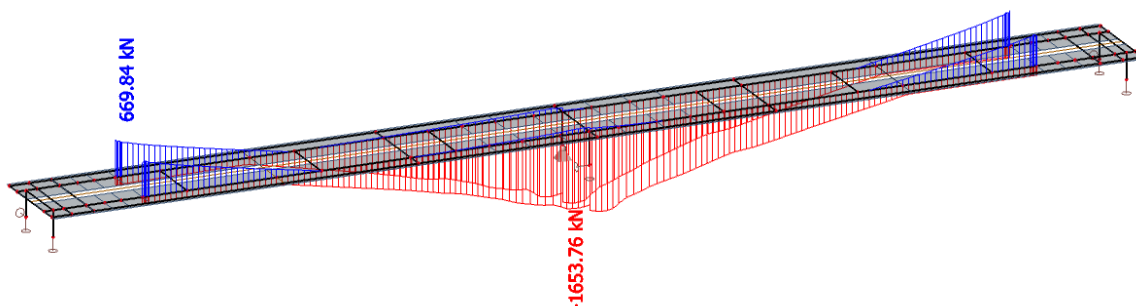
6.2.1.1 Krátkodobé zaťaženie



obr. 6-1 Návrhová normálová sila v mieste $x=10,0$ m a $x=24,0$ m

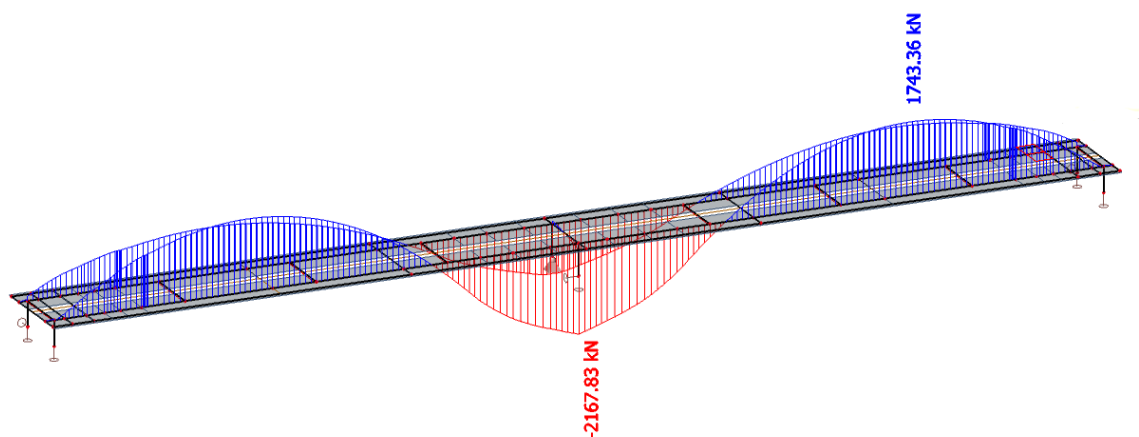


obr. 6-2 Návrhový ohybový moment v mieste $x=10,0$ m a $x=24,0$ m

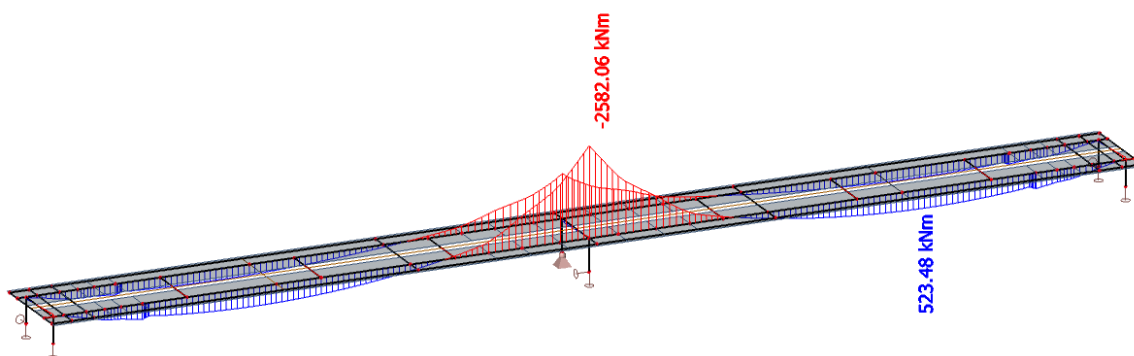


obr. 6-3 Návrhová posúvajúca sila v mieste $x=4,0$ m a $x=24,0$ m

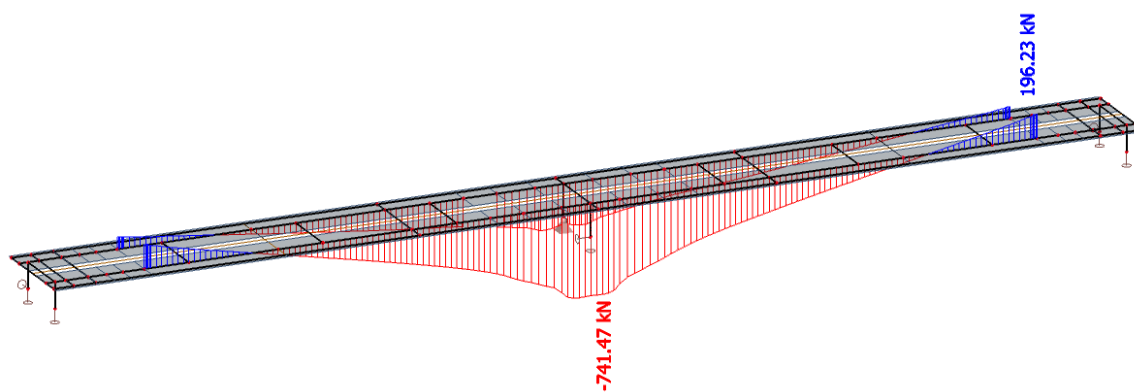
6.2.1.2 Dlhodobé zaťaženie



obr. 6-4 Návrhová normálová sila v mieste $x=10,0$ m a $x=24,0$ m



obr. 6-5 Návrhový ohybový moment v mieste $x=10,0$ m a $x=24,0$ m



obr. 6-6 Návrhová posúvajúca sila v mieste $x=4,0$ m a $x=24,0$ m

6.3 POSUDOK HL. NOSNÍKU X=4,0 M – ZMENA PRIEREZU

6.3.1.1 Oceľový prierez

$$t_{hp} \equiv 25 \text{ mm}$$

$$b_{hp} \equiv 300 \text{ mm}$$

$$A_{hp} \equiv t_{hp} \cdot b_{hp} = 7500 \text{ mm}^2$$

$$h_w \equiv 1090 \text{ mm}$$

$$t_w \equiv 16 \text{ mm}$$

$$A_w \equiv h_w \cdot t_w = 17440 \text{ mm}^2$$

$$t_{dp} \equiv 30 \text{ mm}$$

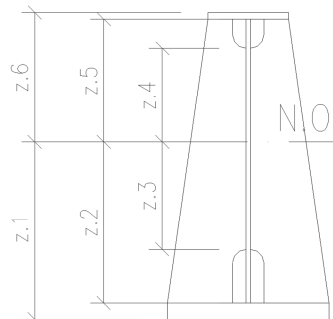
$$b_{dp} \equiv 600 \text{ mm}$$

$$A_{dp} \equiv t_{dp} \cdot b_{dp} = 18000 \text{ mm}^2$$

$$h_a \equiv h_w + t_{dp} + t_{hp} = 1145 \text{ mm}$$

$$A_a \equiv A_{hp} + A_w + A_{dp} = 42940 \text{ mm}^2$$

$$I_a = 8.89 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 437.63 \text{ mm}$$

$$z_2 = 407.63 \text{ mm}$$

$$z_3 = 157.63 \text{ mm}$$

$$z_4 = -632.37 \text{ mm}$$

$$z_5 = -682.37 \text{ mm}$$

$$z_6 = -707.37 \text{ mm}$$

6.3.1.2 Spriahnutý prierez – krátkodobé zaťaženie

$$n = 6.56$$

$$b_{eff1} = 2010 \text{ mm}$$

$$h_c = 320 \text{ mm}$$

$$A_c = 643200 \text{ mm}^2$$

$$A_i = 924.89 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

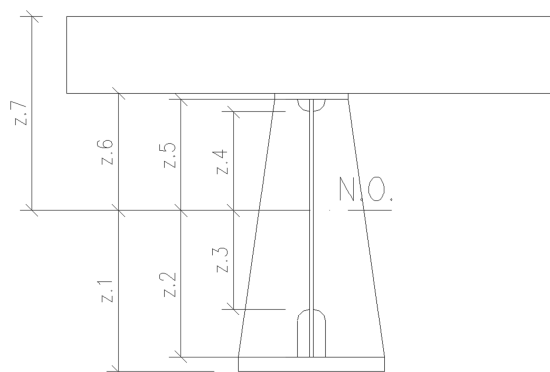
$$z_a = 1027.37 \text{ mm}$$

$$x_i = 424.17 \text{ mm}$$

$$x_{ai} = 603.2 \text{ mm}$$

$$x_{ci} = 264.17 \text{ mm}$$

$$I_i = 32.2 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 1040.83 \text{ mm}$$

$$z_2 = 1010.83 \text{ mm}$$

$$z_3 = 760.83 \text{ mm}$$

$$z_4 = -29.17 \text{ mm}$$

$$z_5 = -79.17 \text{ mm}$$

$$z_6 = -104.17 \text{ mm}$$

$$z_7 = -424.17 \text{ mm}$$

6.3.1.3 Spriahnutý prierez – dlhodobé zat’azenie

$$n = 17.22$$

$$b_{\text{effI}} = 2010 \text{ mm}$$

$$h_c = 320 \text{ mm}$$

$$A_c = 643200 \text{ mm}^2$$

$$A_i = 1.38 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

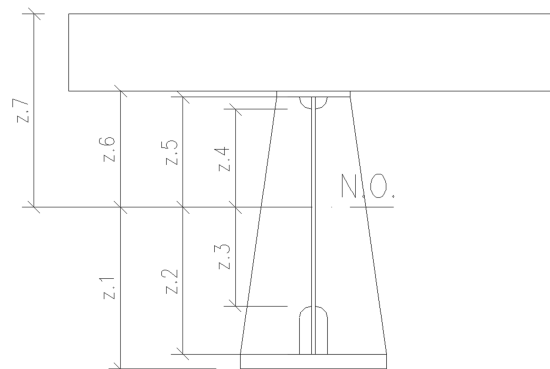
$$z_a = 1027.37 \text{ mm}$$

$$x_i = 623.87 \text{ mm}$$

$$x_{ai} = 403.5 \text{ mm}$$

$$x_{ci} = 463.87 \text{ mm}$$

$$I_i = 24.24 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 841.13 \text{ mm}$$

$$z_2 = 811.13 \text{ mm}$$

$$z_3 = 561.13 \text{ mm}$$

$$z_4 = -228.87 \text{ mm}$$

$$z_5 = -278.87 \text{ mm}$$

$$z_6 = -303.87 \text{ mm}$$

$$z_7 = -623.87 \text{ mm}$$

6.3.1.4 Spriahnutý prierez – zmrašťovanie

$$n = 18.03$$

$$b_{\text{effI}} = 2010 \text{ mm}$$

$$h_c = 320 \text{ mm}$$

$$A_c = 643200 \text{ mm}^2$$

$$A_i = 1.42 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

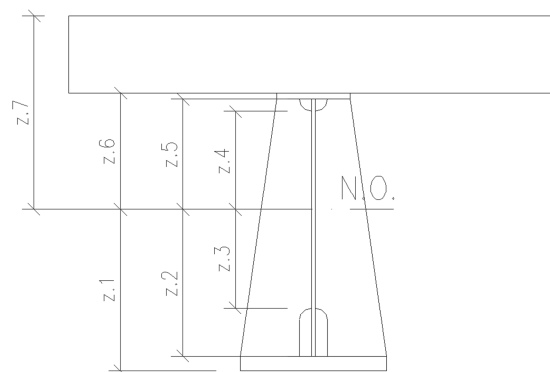
$$z_a = 1027.37 \text{ mm}$$

$$x_i = 633.77 \text{ mm}$$

$$x_{ai} = 393.6 \text{ mm}$$

$$x_{ci} = 473.77 \text{ mm}$$

$$I_i = 23.86 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 831.23 \text{ mm}$$

$$z_2 = 801.23 \text{ mm}$$

$$z_3 = 551.23 \text{ mm}$$

$$z_4 = -238.77 \text{ mm}$$

$$z_5 = -288.77 \text{ mm}$$

$$z_6 = -313.77 \text{ mm}$$

$$z_7 = -633.77 \text{ mm}$$

6.3.2 Vnútorne sily

Vnútorne sily pre posúdenie MSÚ - rozhodujúca kritická kombinácia			
Rozdelenie podľa pôsobenia v čase	návrhové hodnoty v kombinaci vč. ds		
	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
pred uvedením do prevádzky	37.46	791.3	-122.8
krátkodobé zaťaženie	0	5186.6	-669.9
dlhodobé zaťaženie	0	1501.0	-196.2

Vnútorne sily pre posúdenie na únavu			
	návrhové hodnoty		
	N [kN]	My [kNm]	Vz [kNm]
max	0	5186.6	-669.9
min	0	-1152.7	191.9
rozkmit vnút. síl	0	6339.3	-861.8

6.3.3 Materiálové charakteristiky

Oceľ

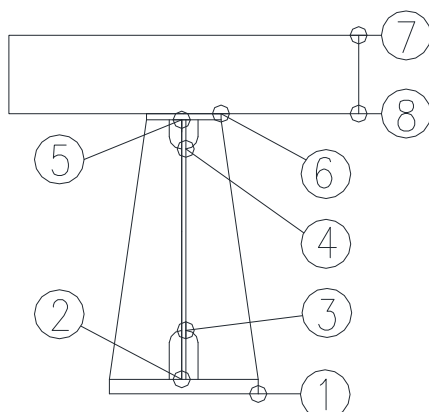
modul pružnosti	$E_a = 210 \cdot \text{GPa}$
súčiniteľ pre oceľ	$\gamma_a = 1$
pevnosť ocele S355 pre plechy hr. <40 mm	$f_{yk} = 355 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd} = 355 \cdot \text{MPa}$
pevnosť ocele S355 pre plechy hr. >40 mm	$f_{yk.40} = 335 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd.40} = 335 \cdot \text{MPa}$

Betón

modul pružnosti	$E_{cm} = 32 \cdot \text{GPa}$
súčiniteľ pre betón	$\gamma_c = 1.5$
pevnosť betónu v tlaku C30/37	$f_{ck} = 30 \cdot \text{MPa}$
pevnosť betónu v ťahu C30/37	$f_{ctm} = 2.9 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v tlaku	$f_{cd} = 17 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v ťahu	$f_{ctmd} = 1.64 \cdot \text{MPa}$

6.3.4 Posúdenie MSÚ

Vlákná 3,4 sú všeobecne vlákna , kde je navrhnutý niektorý z pripojovaných prvkov (napr. dolný pás priečniku, výstuha stojiny apod.).



Napätie v posudzovaných vláknach

časť prierezu	ocel'									
vlákno	1			2			3			
napätie [MPa]	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	
dlhodobé max	123.3	0.0	123.3	117.5	-18.3	121.7	70.0	-18.3	76.8	
dlhodobé min	0.0	0.0	0.0	0.0	-18.3	31.7	0.0	-18.3	31.7	
kratk. zaťaženie	167.7	0.0	167.7	162.8	-38.4	175.9	122.6	-38.4	139.5	
extrémny napätia	290.9	0.0	290.9	280.4	56.7	297.1	192.5	56.7	216.1	
	<	<	<	<	<	<	<	<	<	
únosnosť	355	205	355	355	205	355	355	205	355	
% využitie	82.0	0.0	82.0	79.0	27.7	83.7	54.2	27.7	60.9	
vyhovuje	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	
Únava										
rozkmit	$\Delta\sigma_s$	88.12	0	88.1	85.58	-21.2	93.2	64.41	-21.2	74.2

časť prierezu	ocel'									betón		
vlákno	4			5			6			7	8	
napätie [MPa]	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	σ_x	
dlhodobe max	0.0	-18.3	31.7	0.0	-18.3	31.7	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	
dlhodobe min	-80.4	-18.3	86.4	-89.9	-18.3	95.3	-94.6	0.0	94.6	-0.8	0.0	
kratk. zaťaženie	-4.7	-38.4	66.7	-12.8	-38.4	67.7	-16.8	0.0	16.8	-10.4	-2.6	
extrémny napätia	-85.1	56.7	129.9	-102.6	56.7	142.1	-111.4	0.0	111.4	-11.2	-2.6	
	<	<	<	<	<	<	<	<	<	<	<	
únosnosť	355	205	355	355	205	355	355	205	355	17	17	
% využitie	24.0	27.7	36.6	28.9	27.7	40.0	31.4	0.0	31.4	65.9	15.0	
vyhovuje	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	
Únava												
rozkmit	$\Delta\sigma_s$	-2.5	-21.2	36.9	-6.7	-21.2	37.4	-8.8	0.0	8.8	-5.5	-0.5

6.3.5 Posúdenie únavy

Posudzované miesto je č.1, styk dolnej príruby, obojstranný tupý zvar opracovaný.

rozkmit napätia	$\Delta\sigma_p := d_3 = 88.12 \cdot \text{MPa}$
kategória únavového detailu	$\Delta\sigma_c := 112 \text{MPa}$
dynamický súčiniteľ	$\Phi_2 := 1.15$
súčiniteľ únavovej pevnosti	$\gamma_{Mf} := 1.15$
súčiniteľ účinku poškodenia od dopravy	$\lambda_1 := 0.65$
súčiniteľ objemu dopravy	$\lambda_2 := 1.15$
súčiniteľ návrhovej životnosti mostu	$\lambda_3 := 1.0$
súčiniteľ vplyvu v ďalších jazdných pruhoch	$\lambda_4 := 1.0$
súčiniteľ ekvivalentného poškodenia	$\lambda := \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.75$
návrhová hodnota rozkmitu napätia	$\Delta\sigma_{E.2} := \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_p = 75.75 \cdot \text{MPa}$
medza únavy pri konšt. amplitúde podľa tabuľky 7.1 ČSN EN 1993-1-9	$\Delta\sigma_d := \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_c = 82.52 \cdot \text{MPa}$
využitie únavovej kapacity $2 \cdot 10^6$ cykloch	$\frac{\Delta\sigma_{E.2}}{\Delta\sigma_d} = 91.79 \cdot \%$

Posúdenie_únavového_detailu	"vyhovuje" if $\Delta\sigma_d \geq \Delta\sigma_{E.2}$ = "vyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

6.1 POSUDOK HL. NOSNÍKU X = 10,0M–MAX. MOMENT

6.1.1.1 Oceľový prierez

$$t_{hp} \equiv 25 \text{ mm}$$

$$b_{hp} \equiv 300 \text{ mm}$$

$$A_{hp} \equiv t_{hp} \cdot b_{hp} = 7500 \text{ mm}^2$$

$$h_w \equiv 1060 \text{ mm}$$

$$t_w \equiv 16 \text{ mm}$$

$$A_w \equiv h_w \cdot t_w = 16960 \text{ mm}^2$$

$$t_{dp} \equiv 60 \text{ mm}$$

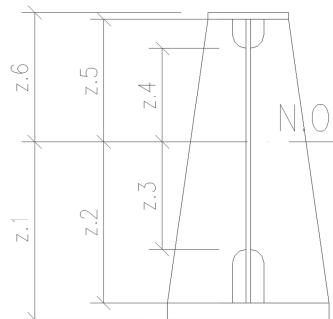
$$b_{dp} \equiv 600 \text{ mm}$$

$$A_{dp} \equiv t_{dp} \cdot b_{dp} = 36000 \text{ mm}^2$$

$$h_a \equiv h_w + t_{dp} + t_{hp} = 1145 \text{ mm}$$

$$A_a \equiv A_{hp} + A_w + A_{dp} = 60460 \text{ mm}^2$$

$$I_a = 10.81 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 323.85 \text{ mm}$$

$$z_2 = 263.85 \text{ mm}$$

$$z_3 = 13.85 \text{ mm}$$

$$z_4 = -746.15 \text{ mm}$$

$$z_5 = -796.15 \text{ mm}$$

$$z_6 = -821.15 \text{ mm}$$

6.1.1.2 Spriahnutý prierez – krátkodobé zaťaženie

$$n = 6.56$$

$$b_{eff1} = 2010 \text{ mm}$$

$$h_c = 320 \text{ mm}$$

$$A_c = 643200 \text{ mm}^2$$

$$A_i = 1.04 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

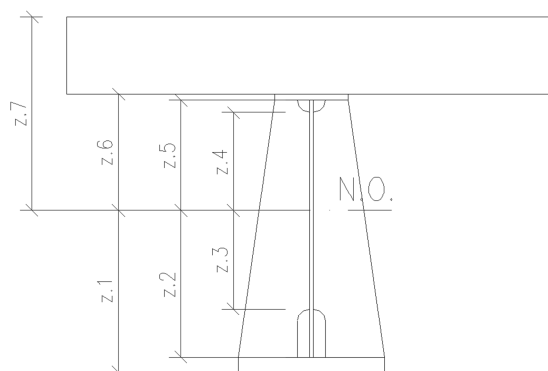
$$z_a = 1141.15 \text{ mm}$$

$$x_i = 534.24 \text{ mm}$$

$$x_{ai} = 606.91 \text{ mm}$$

$$x_{ci} = 374.24 \text{ mm}$$

$$I_i = 47.65 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 930.76 \text{ mm}$$

$$z_2 = 870.76 \text{ mm}$$

$$z_3 = 620.76 \text{ mm}$$

$$z_4 = -139.24 \text{ mm}$$

$$z_5 = -189.24 \text{ mm}$$

$$z_6 = -214.24 \text{ mm}$$

$$z_7 = -534.24 \text{ mm}$$

6.1.1.3 Spriahnutý prierez – dlhodobé zat’azenie

$$n = 17.22$$

$$b_{\text{effI}} = 2010 \text{ mm}$$

$$h_c = 320 \text{ mm}$$

$$A_c = 643200 \text{ mm}^2$$

$$A_i = 1.68 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

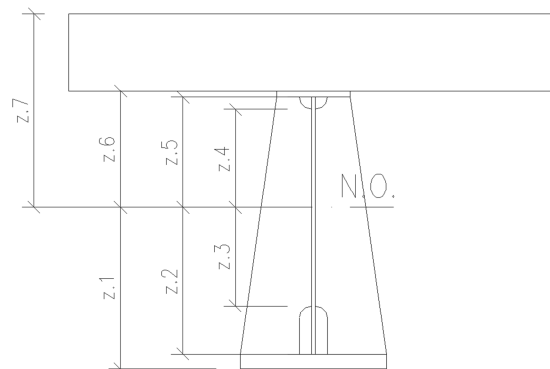
$$z_a = 1141.15 \text{ mm}$$

$$x_i = 766.47 \text{ mm}$$

$$x_{ai} = 374.68 \text{ mm}$$

$$x_{ci} = 606.47 \text{ mm}$$

$$I_i = 33.36 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 698.53 \text{ mm}$$

$$z_2 = 638.53 \text{ mm}$$

$$z_3 = 388.53 \text{ mm}$$

$$z_4 = -371.47 \text{ mm}$$

$$z_5 = -421.47 \text{ mm}$$

$$z_6 = -446.47 \text{ mm}$$

$$z_7 = -766.47 \text{ mm}$$

6.1.1.4 Spriahnutý prierez - zmrašťovanie

$$n = 18.03$$

$$b_{\text{effI}} = 2010 \text{ mm}$$

$$h_c = 320 \text{ mm}$$

$$A_c = 643200 \text{ mm}^2$$

$$A_i = 1.73 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

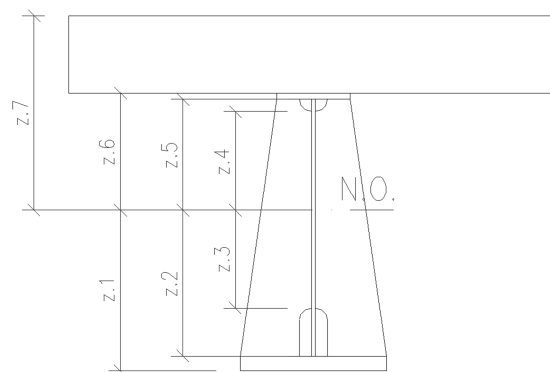
$$z_a = 1141.15 \text{ mm}$$

$$x_i = 777.06 \text{ mm}$$

$$x_{ai} = 364.09 \text{ mm}$$

$$x_{ci} = 617.06 \text{ mm}$$

$$I_i = 32.72 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 687.94 \text{ mm}$$

$$z_2 = 627.94 \text{ mm}$$

$$z_3 = 377.94 \text{ mm}$$

$$z_4 = -382.06 \text{ mm}$$

$$z_5 = -432.06 \text{ mm}$$

$$z_6 = -457.06 \text{ mm}$$

$$z_7 = -777.06 \text{ mm}$$

6.1.2 Vnútorne sily

Vnútorne sily pre posúdenie MSÚ - rozhodujúca kritická kombinácia			
Rozdelenie podľa pôsobenia v čase	návrhové hodnoty v kombinaci vč. ds		
	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
pred uvedením do prevádzky	90.6	943.0	-108.1
krátkodobé zaťaženie	0	8586.8	-187.2
dlhodobé zaťaženie	0	2234.0	-43

Vnútorne sily pre posúdenie na únavu			
	návrhové hodnoty		
	N [kN]	My [kNm]	Vz [kNm]
max	0	8586.8	144.9
min	0	-2707.2	-187.2
rozkmit vnút. síl	0	11294.0	332.1

6.1.3 Materiálové charakteristiky

Oceľ

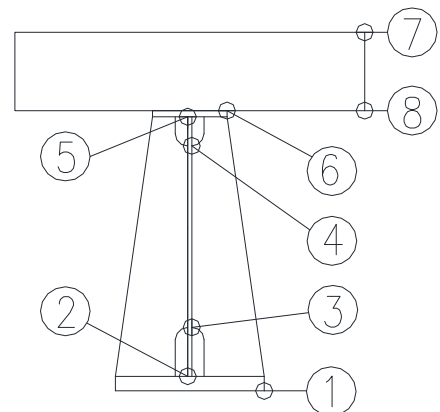
modul pružnosti	$E_a = 210 \cdot \text{GPa}$
súčiniteľ pre oceľ	$\gamma_a = 1$
pevnosť ocele S355 pre plechy hr. <40 mm	$f_{yk} = 355 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd} = 355 \cdot \text{MPa}$
pevnosť ocele S355 pre plechy hr. >40 mm	$f_{yk.40} = 335 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd.40} = 335 \cdot \text{MPa}$

Betón

modul pružnosti	$E_{cm} = 32 \cdot \text{GPa}$
súčiniteľ pre betón	$\gamma_c = 1.5$
pevnosť betónu v tlaku C30/37	$f_{ck} = 30 \cdot \text{MPa}$
pevnosť betónu v ťahu C30/37	$f_{ctm} = 2.9 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v tlaku	$f_{cd} = 17 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v ťahu	$f_{ctmd} = 1.64 \cdot \text{MPa}$

6.1.4 Posúdenie MSÚ

Vlákná 3,4 sú všeobecne vlákna , kde je navrhnutý niektorý z pripojovaných prvkov (napr. dolný pás priečniku, výstuha stojiny apod.).



Napätie v posudzovaných vláknach

časť prierezu	ocel'									
vlákno	1			2			3			
napätie [MPa]	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	
dlhodobe max	103.1	0.0	103.1	91.4	-8.9	92.7	42.8	-8.9	45.5	
dlhodobe min	0.0	0.0	0.0	0.0	-8.9	15.4	0.0	-8.9	15.4	
kratk. zaťaženie	169.0	0.0	169.0	158.1	-11.0	159.3	112.7	-11.0	114.4	
extrémy napätia	272.1	0.0	272.1	249.6	19.9	251.9	155.5	19.9	159.3	
	<	<	<	<	<	<	<	<	<	
únosnosť	335	193	335	335	193	335	355	205	355	
% využitie	81.2	0.0	81.2	74.5	10.3	75.2	43.8	9.7	44.9	
vyhovuje	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	
Únava										
rozkmít	$\Delta\sigma_s$	94.86	0	94.9	88.74	8.4	89.9	63.26	8.4	64.9

časť prierezu	oceľ									betón		
vlákno	4			5			6			7	8	
napätie [MPa]	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	σ_x	
dlhodobé max	0.0	-8.9	15.4	0.0	-8.9	15.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	
dlhodobé min	-105.1	-8.9	106.3	-114.9	-8.9	115.9	-119.7	0.0	119.7	-1.6	0.0	
kratk. zaťaženie	-25.3	-11.0	31.7	-34.4	-11.0	39.3	-38.9	0.0	38.9	-14.8	-5.9	
extrémy napätia	-130.4	19.9	134.9	-149.2	19.9	153.2	-158.6	0.0	158.6	-16.4	-5.9	
	<	<	<	<	<	<	<	<	<	<	<	
únosnosť	355	205	355	355	205	355	355	205	355	17	17	
% využitie	36.7	9.7	38.0	42.0	9.7	43.1	44.7	0.0	44.7	96.7	34.9	
vyhovuje	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	
Únava												
rozkmít	$\Delta\sigma_s$	-14.2	8.4	20.3	-19.3	8.4	24.2	-21.8	0.0	21.8	-8.3	-1.3

6.1.5 Posúdenie na únavu

Posudzované miesto je č.3, pripojenie výstuhy na stojinu.

rozkmit napätia	$\Delta\sigma_p := d_3 = 63.26 \cdot \text{MPa}$
kategória únavového detailu	$\Delta\sigma_c := 80 \text{MPa}$
dynamický súčiniteľ	$\Phi_2 := 1.15$
súčiniteľ únavovej pevnosti	$\gamma_{Mf} := 1.15$
súčiniteľ účinku poškodenia od dopravy	$\lambda_1 := 0.65$
súčiniteľ objemu dopravy	$\lambda_2 := 1.15$
súčiniteľ návrhovej životnosti mostu	$\lambda_3 := 1.0$
súčiniteľ vplyvu v ďalších jazdných pruhoch	$\lambda_4 := 1.0$
súčiniteľ ekvivalentného poškodenia	$\lambda := \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.75$
návrhová hodnota rozkmitu napätia	$\Delta\sigma_{E.2} := \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_p = 54.38 \cdot \text{MPa}$
medza únavy pri konšt. amplitúde podľa tabuľky 7.1 Č SN EN 1993-1-9	$\Delta\sigma_d := \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_c = 58.94 \cdot \text{MPa}$
využitie únavovej kapacity $2 \cdot 10^6$ cykloch	$\frac{\Delta\sigma_{E.2}}{\Delta\sigma_d} = 92.26 \cdot \%$

Posúdenie_únavového_detailu	"vyhovuje" if $\Delta\sigma_d \geq \Delta\sigma_{E.2}$ = "vyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

6.2 POSUDOK HL. NOSNÍKU X = 19,4M–MONTÁŽNY STYK

6.2.1.1 Oceľový prierez

$$t_{hp} \equiv 25\text{mm}$$

$$b_{hp} \equiv 300\text{mm}$$

$$A_{hp} \equiv t_{hp} \cdot b_{hp} = 7500\text{mm}^2$$

$$h_w \equiv 1060\text{mm}$$

$$t_w \equiv 16\text{mm}$$

$$A_w \equiv h_w \cdot t_w = 16960\text{mm}^2$$

$$t_{dp} \equiv 60\text{mm}$$

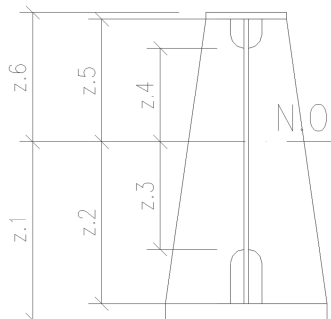
$$b_{dp} \equiv 600\text{mm}$$

$$A_{dp} \equiv t_{dp} \cdot b_{dp} = 36000\text{mm}^2$$

$$h_a \equiv h_w + t_{dp} + t_{hp} = 1145\text{mm}$$

$$A_a \equiv A_{hp} + A_w + A_{dp} = 60460\text{mm}^2$$

$$I_a \equiv 10.81 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 323.85\text{mm}$$

$$z_2 = 263.85\text{mm}$$

$$z_3 = 13.85\text{mm}$$

$$z_4 = -746.15\text{mm}$$

$$z_5 = -796.15\text{mm}$$

$$z_6 = -821.15\text{mm}$$

6.2.1.2 Spriahnutý prierez – krátkodobé a dlhodobé zaťaženie

$$n = 1.05$$

$$b_{eff1} = 2010\text{mm}$$

$$h_c = 320\text{mm}$$

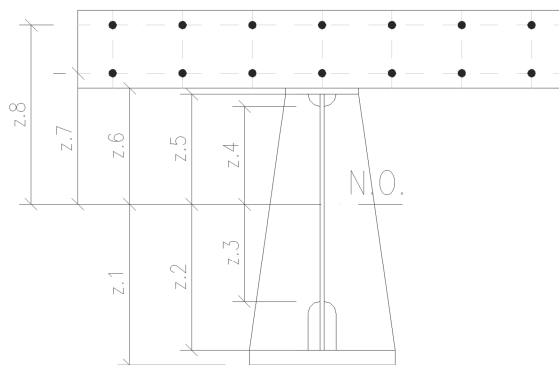
$$A_{s1} = 12867.96\text{mm}^2$$

$$A_{s2} = 12867.96\text{mm}^2$$

$$A_i := \frac{1}{n} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + A_a = 84970.41\text{mm}^2$$

$$x_i = 606.87\text{mm}$$

$$I_i = 27.84 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 606.87\text{mm}$$

$$z_2 = 546.87\text{mm}$$

$$z_3 = 296.87\text{mm}$$

$$z_4 = -463.13\text{mm}$$

$$z_5 = -513.13\text{mm}$$

$$z_6 = -538.13\text{mm}$$

$$z_7 = -599.13\text{mm}$$

$$z_8 = -797.13\text{mm}$$

6.2.2 Vnútorne sily

Vnútorne sily pre posúdenie MSÚ - rozhodujúca kritická kombinácia			
Rozdelenie podľa pôsobenia v čase	návrhové hodnoty v kombinaci vč. ds		
	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
pred uvedením do prevádzky	0	-618.2	-284.9
krátkodobé zaťaženie	0	-5568.6	-1023.4
dlhodobé zaťaženie	0	-1331.1	-436.6

Vnútorne sily pre posúdenie na únavu			
	návrhové hodnoty		
	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
max	0	4125.0	37.66
min	0	-5355.2	-1023.4
rozkmit vnút. síl	0	-9480.2	1061.06

6.2.3 Materiálové charakteristiky

Oceľ

modul pružnosti	$E_a = 210 \cdot \text{GPa}$
súčiniteľ pre oceľ	$\gamma_a = 1$
pevnosť ocele S355 pre plechy hr. <40 mm	$f_{yk} = 355 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 355 \cdot \text{MPa}$
pevnosť ocele S355 pre plechy hr. <40 mm	$f_{yk} = 355 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 355 \cdot \text{MPa}$

Betón

modul pružnosti	$E_{cm} = 32 \cdot \text{GPa}$
súčiniteľ pre betón	$\gamma_c = 1.5$
pevnosť betónu v tlaku C30/37	$f_{ck} = 30 \cdot \text{MPa}$
pevnosť betónu v ťahu C30/37	$f_{ctm} = 2.9 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v tlaku	$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v tlaku	$f_{ctmd} := \frac{0.85 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.64 \cdot \text{MPa}$

6.2.4 Parametre výstuže

modul pružnosti	$E_s = 200 \cdot \text{GPa}$
pevnosť bet. výstuže B500B	$f_{sk} = 500 \cdot \text{MPa}$
materiálový súčiniteľ	$\gamma_s = 1.15$
návrhová pevnosť bet. výstuže	$f_{sd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$

horný rad výstuže

krytie výstuže horného radu	$c_1 = 45 \cdot \text{mm}$
počet prutov výstuže v hornom rade	$n_1 = 16$
priemer výstuže v hornom rade	$\phi_1 = 32 \cdot \text{mm}$
rozteč prutov	$b_{s1} = 125.63 \cdot \text{mm}$
plocha výstuže v hornom rade	$A_{s1} = 12867.96 \cdot \text{mm}^2$

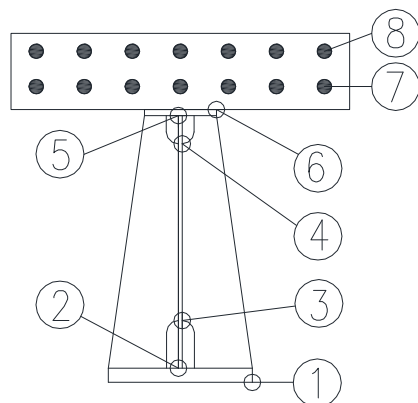
spodný rad výstuže

krytie výstuže dolného radu	$c_2 = 45 \cdot \text{mm}$
počet prutov výstuže v spodnom rade	$n_2 = 16$
priemer výstuže v spodnom rade	$\phi_2 = 32 \cdot \text{mm}$
rozteč prutov	$b_{s2} = 125.63 \cdot \text{mm}$
plocha výstuže v spodnom rade	$A_{s2} = 12867.96 \cdot \text{mm}^2$

celková plocha výstuže	$A_s = 25735.93 \cdot \text{mm}^2$
------------------------	------------------------------------

6.2.5 Posúdenie MSÚ

Vlákná 3,4 sú všeobecne vlákna , kde je navrhnutý niektorý z pripojovaných prvkov (napr. dolný pás priečniku, výstuha stojiny apod.).



Napätie v posudzovaných vláknach

časť prierezu	ocel'									
vlákno	1			2			3			
napätie [MPa]	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	
dlhodobé max	0.0	0.0	0.0	0.0	-42.5	73.7	0.0	-42.5	73.7	
dlhodobé min	-51.6	0.0	51.6	-47.2	-42.5	87.5	-28.9	-42.5	79.1	
kratk. zaťaženie	-121.4	0.0	121.4	-109.4	-60.3	151.3	-59.4	-60.3	120.2	
extrémny napätia	-172.9	0.0	172.9	-156.5	102.9	237.2	-88.3	102.9	198.9	
	<	<	<	<	<	<	<	<	<	
únosnosť	335	193	335	355	205	355	355	205	355	
% využitie	51.6	0.0	51.6	44.1	50.2	66.8	24.9	50.2	56.0	
vyhovuje	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	
Únava										
rozkmit	$\Delta\sigma_s$	-88.85	0	88.9	-80.07	26.9	92.6	-43.47	26.9	63.7

časť prierezu	ocel'									betón		
vlákno	4			5			6			7	8	
napätie [MPa]	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	σ_x	
dlhodobe max	26.7	-42.5	78.4	26.7	-42.5	78.4	32.2	0.0	32.2	72.0	82.9	
dlhodobe min	0.0	-42.5	73.7	0.0	-42.5	73.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
kratk. zaťaženie	92.6	-60.3	139.7	102.6	-60.3	146.5	107.6	0.0	107.6	114.1	151.8	
extrémny napätia	119.3	102.9	214.5	129.3	102.9	220.2	139.8	0.0	139.8	186.1	234.7	
	<	<	<	<	<	<	<	<	<	<	<	
únosnosť	355	205	355	355	205	355	355	205	355	435	435	
% využitie	33.6	50.2	60.4	36.4	50.2	62.0	39.4	0.0	39.4	42.8	54.0	
vyhovuje	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	
Únava												
rozkmit	$\Delta\sigma_s$	67.81	26.9	82.27	75.13	26.9	88.4	78.79	0	78.79	83.54	75.04

6.2.6 Posúdenie na únavu

Posudzované miesto je č.1, styk dolnej príruby, obojstranný tupý zvar opracovaný.

rozkmit napätia	$\Delta\sigma_p := d_3 = 88.85 \cdot \text{MPa}$
kategória únavového detailu	$\Delta\sigma_c := 112 \text{MPa}$
dynamický súčiniteľ	$\Phi_2 := 1.15$
súčiniteľ únavovej pevnosti	$\gamma_{Mf} := 1.15$
súčiniteľ účinku poškodenia od dopravy	$\lambda_1 := 0.65$
súčiniteľ objemu dopravy	$\lambda_2 := 1.15$
súčiniteľ návrhovej životnosti mostu	$\lambda_3 := 1.0$
súčiniteľ vplyvu v ďalších jazdných pruhoch	$\lambda_4 := 1.0$
súčiniteľ ekvivalentného poškodenia	$\lambda := \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.75$
návrhová hodnota rozkmitu napätia	$\Delta\sigma_{E.2} := \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_p = 76.38 \cdot \text{MPa}$
medza únavy pri konšt. amplitúde podľa tabuľky 7.1 Č SN EN 1993-1-9	$\Delta\sigma_d := \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_c = 82.52 \cdot \text{MPa}$
využitie únavovej kapacity $2 \cdot 10^6$ cykloch	$\frac{\Delta\sigma_{E.2}}{\Delta\sigma_d} = 92.56 \cdot \%$

Posúdenie_únavového_detailu	"vyhovuje" if $\Delta\sigma_d \geq \Delta\sigma_{E.2}$ = "vyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

6.3 POSUDOK HL. NOSNÍKU X = 24,0M–NAD PILIEROM

6.3.1.1 Ocel'ový prierez

$$t_{hp} \equiv 30\text{mm}$$

$$b_{hp} \equiv 600\text{mm}$$

$$A_{hp} \equiv t_{hp} \cdot b_{hp} = 18000\text{mm}^2$$

$$h_w \equiv 1460\text{mm}$$

$$t_w \equiv 20\text{mm}$$

$$A_w \equiv h_w \cdot t_w = 29200\text{mm}^2$$

$$t_{dp} \equiv 60\text{mm}$$

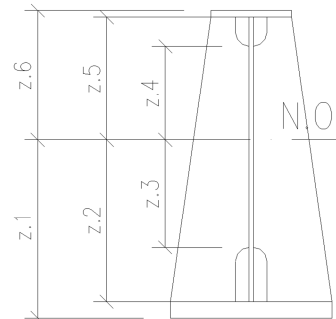
$$b_{dp} \equiv 900\text{mm}$$

$$A_{dp} \equiv t_{dp} \cdot b_{dp} = 54000\text{mm}^2$$

$$h_a \equiv h_w + t_{dp} + t_{hp} = 1550\text{mm}$$

$$A_a \equiv A_{hp} + A_w + A_{dp} = 101200\text{mm}^2$$

$$I_a = 38.84 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 516.98\text{mm}$$

$$z_2 = 456.98\text{mm}$$

$$z_3 = 206.98\text{mm}$$

$$z_4 = -953.02\text{mm}$$

$$z_5 = -1003.02\text{mm}$$

$$z_6 = -1033.02\text{mm}$$

6.3.1.2 Spriahnutý prierez – krátkodobé a dlhodobé zaťaženie

$$n = 1.05$$

$$b_{eff1} = 2010\text{mm}$$

$$h_c = 320\text{mm}$$

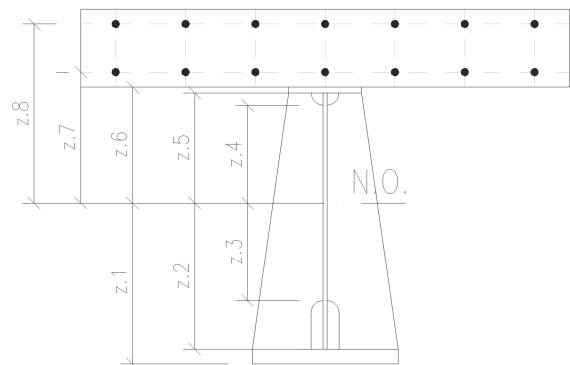
$$A_{s1} = 12867.96\text{mm}^2$$

$$A_{s2} = 12867.96\text{mm}^2$$

$$A_i := \frac{1}{n} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + A_a = 125710.41\text{mm}^2$$

$$x_i = 749.59\text{mm}$$

$$I_i = 67.17 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$



Vzdialenosti posudzovaných bodov k N.O.

$$z_1 = 749.59\text{mm}$$

$$z_2 = 689.59\text{mm}$$

$$z_3 = 439.59\text{mm}$$

$$z_4 = -720.41\text{mm}$$

$$z_5 = -770.41\text{mm}$$

$$z_6 = -800.41\text{mm}$$

$$z_7 = -861.41\text{mm}$$

$$z_8 = -1059.41\text{mm}$$

6.3.2 Vnútorne sily

Vnútorne sily pre posúdenie MSÚ - rozhodujúca kritická kombinácia			
Rozdelenie podľa pôsobenia v čase	návrhové hodnoty v kombinaci vč. ds		
	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
pred uvedením do prevádzky	0	-2326.9	-469.3
krátkodobé zaťaženie	0	-10978.1	-1653.8
dlhodobé zaťaženie	0	-6938.8	-741.5

Vnútorne sily pre posúdenie na únavu			
	návrhové hodnoty		
	N [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
max	0	1617.3	82.9
min	0	-10978.1	-1653.8
rozkmit vnút. síl	0	-12595.3	1736.7

6.3.3 Materiálové charakteristiky

Oceľ

modul pružnosti	$E_a = 210 \cdot \text{GPa}$
súčiniteľ pre oceľ	$\gamma_a = 1$
pevnosť ocele S355 pre plechy hr. <40 mm	$f_{yk} = 355 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 355 \cdot \text{MPa}$
pevnosť ocele S355 pre plechy hr. <40 mm	$f_{yk} = 355 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť ocele	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_a} = 355 \cdot \text{MPa}$

Betón

modul pružnosti	$E_{cm} = 32 \cdot \text{GPa}$
súčiniteľ pre betón	$\gamma_c = 1.5$
pevnosť betónu v tlaku C30/37	$f_{ck} = 30 \cdot \text{MPa}$
pevnosť betónu v ťahu C30/37	$f_{ctm} = 2.9 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v tlaku	$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$
návrhová pevnosť betónu v ťahu	$f_{ctmd} := \frac{0.85 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.64 \cdot \text{MPa}$

6.3.1 Parametre výstuže

modul pružnosti	$E_s = 200 \cdot \text{GPa}$
pevnosť bet. výstuže B500B	$f_{sk} = 500 \cdot \text{MPa}$
materiálový súčiniteľ	$\gamma_s = 1.15$
návrhová pevnosť bet. výstuže	$f_{sd} = 434.78 \cdot \text{MPa}$

horný rad výstuže

krytie výstuže horného radu	$c_1 = 45 \cdot \text{mm}$
počet prutov výstuž e v hornom rade	$n_1 = 16$
priemer výstuž e v hornom rade	$\phi_1 = 32 \cdot \text{mm}$
rozteč prutov	$b_{s1} = 125.63 \cdot \text{mm}$
plocha výstuže v hornom rade	$A_{s1} = 12867.96 \cdot \text{mm}^2$

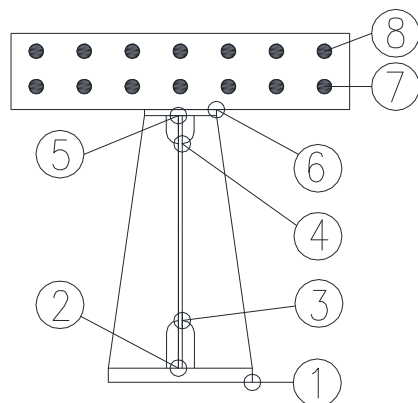
spodný rad výstuže

krytie výstuže dolného radu	$c_2 = 45 \cdot \text{mm}$
počet prutov výstuž e v spodnom rade	$n_2 = 16$
priemer výstuž e v spodnom rade	$\phi_2 = 32 \cdot \text{mm}$
rozteč prutov	$b_{s2} = 125.63 \cdot \text{mm}$
plocha výstuže v spodnom rade	$A_{s2} = 12867.96 \cdot \text{mm}^2$

celková plocha výstuže	$A_s = 25735.93 \cdot \text{mm}^2$
------------------------	------------------------------------

6.3.1 Posúdenie MSÚ

Vlákná 3,4 sú všeobecne vlákna , kde je navrhnutý niektorý z pripojovaných prvkov (napr. dolný pás priečniku, výstuha stojiny apod.).



Napätie v posudzovaných vláknach

časť prierezu	oceľ									
vlákno	1			2			3			
napätie [MPa]	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	
dlhodobé max	0.0	0.0	0.0	0.0	-41.5	71.8	0.0	-41.5	71.8	
dlhodobé min	-111.1	0.0	111.1	-102.4	-41.5	125.1	-65.9	-41.5	97.5	
kratk. zaťaženie	-122.5	0.0	122.5	-112.7	-56.6	149.4	-71.8	-56.6	121.6	
extrémny napätia	-233.7	0.0	233.7	-215.1	98.1	274.1	-137.8	98.1	218.8	
	<	<	<	<	<	<	<	<	<	
únosnosť	335	193	335	355	205	355	355	205	355	
% využitie	69.7	0.0	69.7	60.6	47.9	77.2	38.8	47.9	61.6	
vyhovuje	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	
Únava										
rozkmit	$\Delta\sigma_s$	-60.44	6.666	61.5	-55.61	25.57	71.1	-35.45	25.57	56.7

časť prierezu	oceľ									betón		
vlákno	4			5			6			7	8	
napätie [MPa]	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	τ_y	σ_{rov}	σ_x	σ_x	
dlhodobe max	103.2	-41.5	125.7	103.2	-41.5	125.7	114.8	0.0	114.8	146.0	166.5	
dlhodobe min	0.0	-41.5	71.8	0.0	-41.5	71.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
kratk. zaťaženie	117.7	-56.6	153.3	125.9	-56.6	159.6	130.8	0.0	130.8	134.1	164.9	
extrémny napätia	220.9	98.1	278.7	229.1	98.1	285.2	245.7	0.0	245.7	280.1	331.5	
	<	<	<	<	<	<	<	<	<	<	<	
únosnosť	355	205	355	355	205	355	355	205	355	435	435	
% využitie	62.2	47.9	78.5	64.5	47.9	80.3	69.2	0.0	69.2	64.4	76.2	
vyhovuje	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	ano	
Únava												
rozkmit	$\Delta\sigma_s$	58.09	25.57	73.05	62.12	25.57	76.3	64.54	-0.757	64.56	66.15	61.47

6.3.2 Posúdenie na únavu

Posudzované miesto je č.3, pripojenie výstuhy na stojinu.

rozkmít napätia	$\Delta\sigma_p := d_3 = 58.09 \cdot \text{MPa}$
kategória únavového detailu	$\Delta\sigma_c := 80 \text{MPa}$
dynamický súčiniteľ	$\Phi_2 := 1.15$
súčiniteľ únavovej pevnosti	$\gamma_{Mf} := 1.15$
súčiniteľ účinku poškodenia od dopravy	$\lambda_1 := 0.65$
súčiniteľ objemu dopravy	$\lambda_2 := 1.15$
súčiniteľ návrhovej životnosti mostu	$\lambda_3 := 1.0$
súčiniteľ vplyvu v ďalších jazdných pruhoch	$\lambda_4 := 1.0$
súčiniteľ ekvivalentného poškodenia	$\lambda := \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.75$
návrhová hodnota rozkmítu napätia	$\Delta\sigma_{E.2} := \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_p = 49.94 \cdot \text{MPa}$
medza únavy pri konšt. amplitúde podľa tabuľky 7.1 Č SN EN 1993-1-9	$\Delta\sigma_d := \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_c = 58.94 \cdot \text{MPa}$
využitie únavovej kapacity $2 \cdot 10^6$ cykloch	$\frac{\Delta\sigma_{E.2}}{\Delta\sigma_d} = 84.72 \cdot \%$

Posúdenie_únavového_detailu	"vyhovuje" if $\Delta\sigma_d \geq \Delta\sigma_{E.2}$ = "vyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

6.4 POSÚDENIE SPRIAHNUTIA

Návrh a posúdenie spriahovacích prvkov hlavných nosníkov je rozdelený do viacerých častí. Návrhové hodnoty sú vrátane dynamického súčiniteľa. Spriahovacie tŕne sú posúdené na 1. a 2. medzný stav. Kombinácie vnútorných síl obsahujú zaťažovacie stavy so zmenou teploty.

V rámci rozsahu diplomovej práce bude detailne navrhnutá a posúdená len jedna oblasť, v ostatných oblastiach budú navrhnuté spriahovacie tŕne konštrukčne.

6.4.1 Základné údaje

súčiniteľ pre stále zaťaženie $\gamma_g := 1.35$

súčiniteľ pre premenné zaťaženie $\gamma_q := 1.45$

Betón

modul pružnosti $E_{cm} := 32\text{GPa}$

súčiniteľ pre betón $\gamma_c := 1.5$

pevnosť betónu v tlaku C30/37 $f_{ck} := 30\text{MPa}$

pevnosť betónu v ťahu C30/37 $f_{ctm} := 2.9\text{MPa}$

návrhová pevnosť betónu v tlaku $f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$

návrhová pevnosť betónu v tlaku $f_{ctmd} := \frac{0.85 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.64 \cdot \text{MPa}$

hrúbka dosky $h_c := 320\text{mm}$

spolupôsobiaci šírka $b_{eff} := 2010\text{mm}$

6.4.2 Oblasť nad podporov 0-2,7 m.

Spriahnutie je realizované 5 ks trňov, priemeru $\varnothing = 22$ mm, výšky $h_{sc} = 150$ mm a vzdialenosti 150 mm.

Prierezové charakteristiky

Krátkodobé zaťaženie

pracovný súčiniteľ

$$n_{kr} := 6.56$$

vzdialenosť horného okraja od N.O.

$$x_i := 421.4 \text{ mm}$$

moment zotrvačnosti id. prierezu

$$I_i := 29.05 \cdot \text{mm}^4 \cdot 10^9$$

Krátkodobé zaťaženie

pracovný súčiniteľ

$$n_d := 17.22$$

vzdialenosť horného okraja od N.O.

$$x_{id} := 602.75 \text{ mm}$$

moment zotrvačnosti id. prierezu

$$I_{id} := 21.51 \cdot \text{mm}^4 \cdot 10^9$$

Charakteristiky trňa

priemer trňa

$$d := 22 \text{ mm}$$

vzdialenosť trňov

$$e_{ax} := 150 \text{ mm}$$

dĺžka trňa

$$h_{sc} := 150 \text{ mm}$$

pevnosť trňa

$$f_u := 360 \cdot \text{MPa}$$

materiálový súčiniteľ

$$\gamma_v := 1.25$$

plocha trňa

$$A_t := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 380.13 \cdot \text{mm}^2$$

Charakteristická únosnosť trňa

$$\alpha := 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) = 1.56$$

porušenie trňa

$$P_{Rk.1} := 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 109.48 \cdot \text{kN}$$

porušenie betónu

$$P_{Rk.2} := 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 215.04 \cdot \text{kN}$$

rozhoduje menšia hodnota únosnosti

$$P_{Rk} := \min(P_{Rk.1}, P_{Rk.2}) = 109.48 \cdot \text{kN}$$

únosnosť trňa (návrh.)

$$P_{Rd} := \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = 87.58 \cdot \text{kN}$$

únosnosť trňa (char.)

$$0.6 \cdot P_{Rk} = 65.69 \cdot \text{kN}$$

Posúvajúca sila od ostatného stálego zaťaženia

posúvajúca sila vo vzdialenosti x (návrh.) $V_{g,x} := 917 \text{ kN}$

Posúvajúca sila od krátkodobého zaťaženia model SW/2

posúvajúca sila vo vzdialenosti x (návrh.) $V_{q,x} := 1423 \text{ kN}$

Pozdĺžna posúvajúca sila medzi oceľovou prírubou a betónovou doskou pružné pôsobenie

posúvajúca sila od
dlhodobého zaťaženia $V_{dl} := V_{g,x} \cdot \frac{\frac{h_c \cdot b_{eff}}{n_d} \cdot (x_{id} - 0.5 \cdot h_c)}{I_{id}} = 705.02 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$

posúvajúca sila od
krátk. zaťaženia $V_{kr} := V_{q,x} \cdot \frac{\frac{h_c \cdot b_{eff}}{n_{kr}} \cdot (x_i - 0.5 \cdot h_c)}{I_i} = 1255.47 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$

Medzný stav používateľnosti

celková posúvajúca sila $V_{msp} := \frac{V_{dl}}{\gamma_g} + \frac{V_{kr}}{\gamma_q} = 1388.08 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$

sila pôsobiaca v pozícii x $N_{Sk} := V_{msp} \cdot e_{ax} = 208.21 \cdot \text{kN}$

počet tŕňov $n := 5$

únosnosť tŕňov $N_{Rk} := n \cdot 0.6 \cdot P_{Rk} = 328.43 \cdot \text{kN}$

Posúdenie_ťàòà_MSP:=	"vyhovuje" if $N_{Rk} \geq N_{Sk}$ = "vyhovuje" $\frac{N_{Sk}}{N_{Rk}} = 63.4\%$ "nevyhovuje" otherwise
----------------------	--

Medzný stav únosnosti

celková posúvajúca sila pre návrh tŕňov $V_{msu} := V_{dl} + V_{kr} = 1960.49 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$

sila pôsobiaca v pozícii x $N_{Sd} := V_{msu} \cdot e_{ax} = 294.07 \cdot \text{kN}$

$n = 5$

únosnosť tŕňov $N_{Rd} := n \cdot P_{Rd} = 437.91 \cdot \text{kN}$

Posúdenie_ťàòà_MSÚ:=	"vyhovuje" if $N_{Rd} \geq N_{Sd}$ = "vyhovuje" $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 67.15\%$ "nevyhovuje" otherwise
----------------------	---

Posúdenie na únavu

rozkmít posúvajúcej sily od
kr. zaťaženia

$$\Delta V := V_{\max} + V_{\min} = 945.55 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$$

$$\Delta N := \frac{\Delta V \cdot e_{ax}}{n} = 28.37 \text{ kN}$$

Rozkmít napätia od krátkodobého zaťaženia

šmykové napätie v trne

$$\Delta \tau_p := \frac{\Delta N}{A_t} = 74.62 \text{ MPa}$$

Únava

rozkmít napätia

$$\Delta \tau_p = 74.62 \text{ MPa}$$

kategória únavového detailu

$$\Delta \sigma_c := 80 \text{ MPa}$$

dynamický súčiniteľ

$$\Phi_2 := 1.0$$

súčiniteľ únavovej pevnosti

$$\gamma_{Mf} := 1.15$$

súčiniteľ účinku poškodenia od dopravy

$$\lambda_1 := 0.65$$

súčiniteľ objemu dopravy

$$\lambda_2 := 1.15$$

súčiniteľ návrhovej životnosti mostu

$$\lambda_3 := 1.0$$

súčiniteľ vplyvu v ďalších jazdných pruhoch

$$\lambda_4 := 1.0$$

súčiniteľ ekvivalentného poškodenia

$$\lambda := \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.75$$

návrhová hodnota rozkmítu napätia

$$\Delta \tau_{E.2} := \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta \tau_p = 55.78 \cdot \text{MPa}$$

medza únavy pri konšt. amplitúde
podľa tabuľky 7.1 Č SN EN 1993-1-9

$$\Delta \tau_d := \left(\frac{2}{5} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta \sigma_c = 58.94 \cdot \text{MPa}$$

využitie únavovej kapacity $2 \cdot 10^6$ cykloch

$$\frac{\Delta \tau_{E.2}}{\Delta \tau_d} = 94.63 \cdot \%$$

Posúdenie_únavového_detailu=	"vyhovuje" if $\Delta \tau_d \geq \Delta \tau_{E.2}$ = "vyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

6.5 NÁVRH A POSÚDENIE ZVAROV HL. NOSNÍKA

V rámci rozsahu diplomovej práce budú navrhnuté kútové zvary hlavného oceľového nosníka v oblasti nad vnútorným pilierom.

6.5.1 Transformácia šmykového napätia

Analytické odvodenie rovnobežného šmykového napätia pre posudok zvaru, zo zvislého šmykového napätia τ_y vypočítaného v tabuľke posudkov.

Pozdĺžna posúvajúca sila (20).

Šmykové napätie v stojine nosníku (21).

Pozdĺžne šmykové napätie v zvare vyjadrené z pozdĺžnej posúvajúcej sily (23).

Pozdĺžne šmykové napätie v zvare vyjadrené napätia v prírube (23).

$$V_1 = V_k \frac{S_{y,i}}{I_i} \quad (19)$$

$$\tau_y = V_k \frac{S_i}{I_i * b} \quad (20)$$

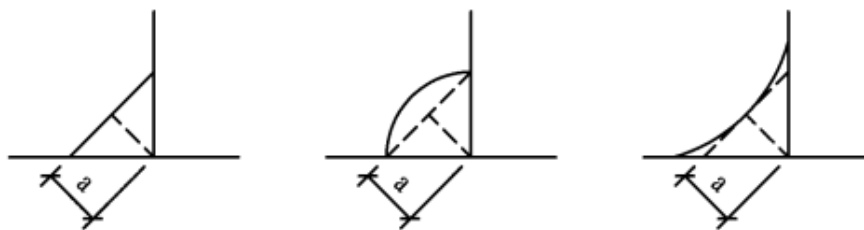
$$\tau_y * b = V_1 \quad (21)$$

$$\tau_{||} = \frac{V_1}{2 * a} \quad (22)$$

$$\tau_{||} = \frac{\tau_y * b}{2 * a} \quad (23)$$

6.5.2 Kútové zvary

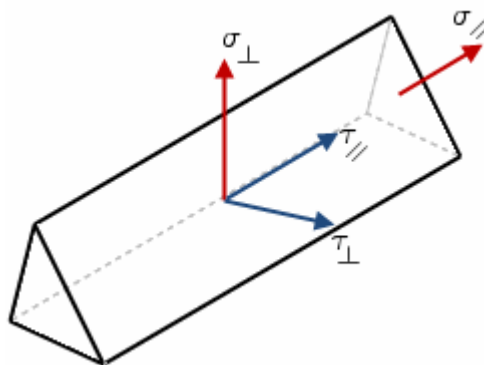
Účinná výška zvaru „a“ je výška rovnoramenného trojuholníka vpísaného do zvarového telieska, navrhuje sa vždy v celých milimetroch



obr. 6-7 Účinná výška zvaru.

V priereze zvaru sa uvažujú zložky podľa (obr. 6-8), ktoré sa posudzujú s maximálnym dovoleným napätím.

Napätie σ_{\perp} zistíme z tabuľky posudkov ako napätie σ_x ktoré pôsobí vo vybranom mieste polohy zvaru.



obr. 6-8 Zložky napätia v kútovom zvare.

Kútové zvary budú posúdené podľa podmienok:

$$\sqrt{\sigma_{\parallel}^2 + \sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2 + 3\tau_{\parallel}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{Mw}} \wedge \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \quad (24)$$

6.5.3 Návrh krčných zvarov nad pilierom

tabuľka 9 Min. účinná výška zvaru vzhľadom na hrúbku plechu.

t_{max} (mm)	a_{min} (mm)
do 10	3
11 až 20	4
21 až 30	5
31 a více	6

Navrhujem zvar $a=7$ mm, kútový.

materiálový súčiniteľ zvaru $\gamma_{Mw} := 1.25$

súčiniteľ korelácie, pre S355 $\beta_w := 0.9$

medza pevnosti materiálu $f_u := 510 \text{ MPa}$

hrúbka stojiny $t_w := 20 \text{ mm}$

účinná výška zvaru $a := 7 \text{ mm}$

šmykové napätie v prírupe $\tau_y := 98.1 \text{ MPa}$

transformované šmykové napätie vo zvare $\tau_{||} := \frac{\tau_y \cdot t_w}{2 \cdot a} = 140.14 \text{ MPa}$

normálové napätie vo zvare $\sigma_{||} := 229.1 \text{ MPa}$

únosnosť zvaru $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} = 453.33 \text{ MPa}$

zrovnávacie napätie zvaru $\sqrt{\sigma_{||}^2 + 3 \cdot \tau_{||}^2} = 333.78 \text{ MPa}$

Posúdenie_zvaru1:=	"vyhovuje" if $\frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \geq \sigma_{ }$ = "vyhovuje" "nevyhovuje" otherwise	$\frac{\sqrt{\sigma_{ }^2 + 3 \cdot \tau_{ }^2}}{\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}} = 74 \%$
--------------------	---	--

Posúdenie_zvaru2:=	"vyhovuje" if $\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \geq \sqrt{\sigma_{ }^2 + 3 \cdot \tau_{ }^2}$ = "vyhovuje" "nevyhovuje" otherwise
--------------------	--

6.5.4 Návrh krčných zvarov v poli a nad operami

Ostatné krčné zvary budú navrhnuté konštrukčne, zhodné s účinnou výškou zvaru nad pilierom.

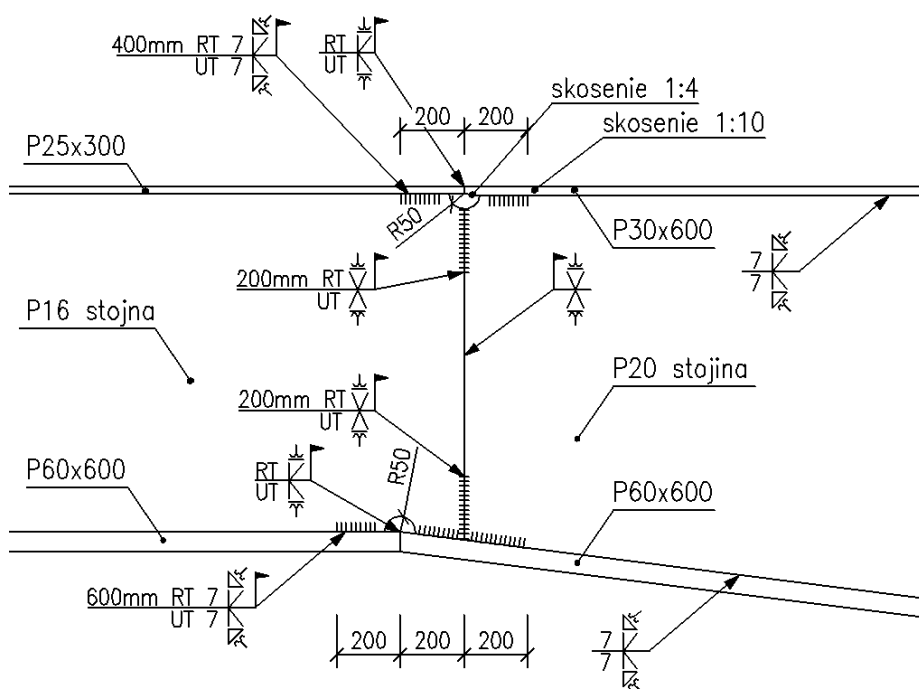
6.6 MONTÁŽNY STYK HLAVNÉHO NOSNÍKA

Montážny styk sa nachádza vzdialený 19,5 m od teoretickej podpory, 19,9 m od kraja nosníka. Na obrázku (6.6) je okrem vyznačenia zvarov predpísaná kontrola RT - rádiografickou skúškou a UT - skúškou ultrazvukom. Všetky montážne zvary majú predpísanú požiadavku na bezvrubé opracovanie prechodu čím sa zaručí ich najvyššia akosť.

Horná a dolná príruha je montážne spojená tupým „K“ zvarom s plným prevarením, plochým s obrobeným prechodom zvaru.

Stojina s hornou a dolnou prírubou je montážne spojená kombináciou tupého „K“ zvaru kvôli plnému prevareniu stojiny a kútového zvaru s obrobeným prechodom zvaru. Účinná výška kútového zvaru bola navrhnutá na 7 mm.

Stojina po výške je montážne spojená tupým „X“ zvarom s plným prevarením, plochým s obrobeným prechodom zvaru.



obr. 6-9 Detail - montážny spoj.

Prípadné nezrovnalosti by boli konzultované so zvaracím technologom.

6.6.1 Tupé zvary

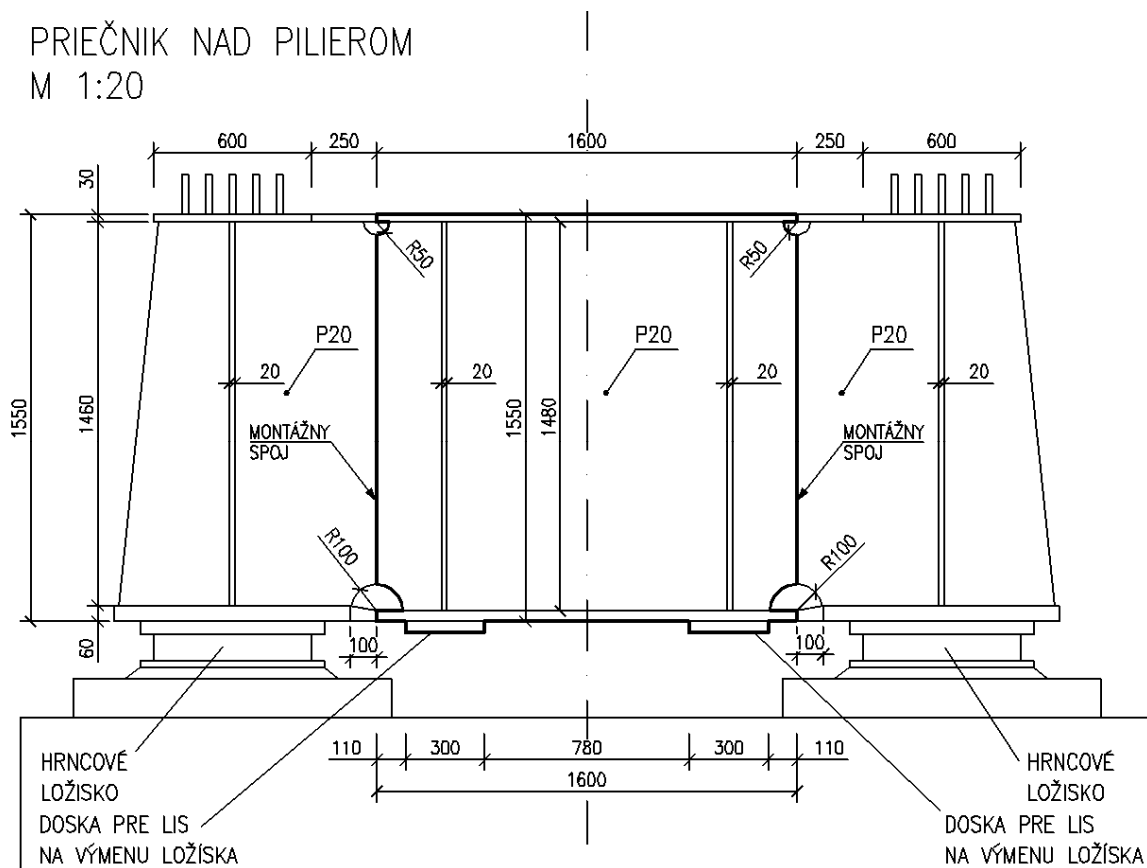
Tupé zvary považujeme za súčasť prierezu, výpočet napätia v tupom zvare je obdobný ako výpočet napätia v spojovaných materiáloch. Z čoho vyplýva že pri plnom prevarení splnia požiadavku na únosnosť.

6.6.2 Kútové zvary

Kútové zvary spájajú prvky ktoré sú na seba kolmé a ich účinný prierez je nutné vypočítať viz. kap. 6.5.2 kde bola výška zvaru navrhnutá.

6.7 NÁVRH A POSÚDENIE PRIEČNIKA

Priečnik je v rámci diplomovej práce navrhnutý konštrukčne, tvorí ho montážny dielec, ktorý sa vloží medzi hlavné nosníky nad pilierom. Kombinácia pre návrh priečnika obsahuje nadvihnutie mostnej konštrukcie dvojicou lisov umiestnených pod dosky pre výmenu ložísk.

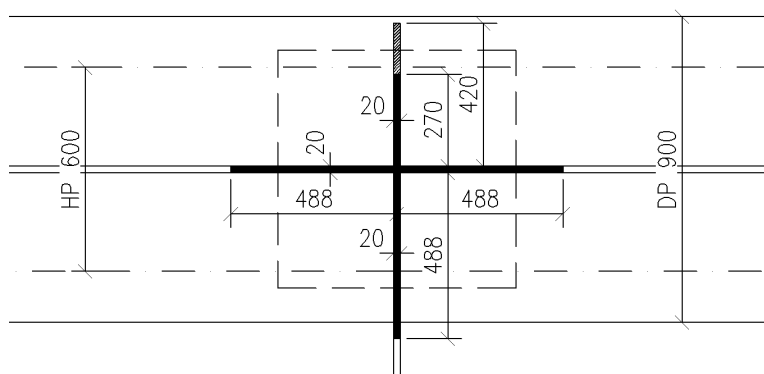


obr. 6-10 Priečnik nad pilierom.

6.7.1 Posúdenie výstuhy nad pilierom

V rámci diplomovej práce navrhujeme iba stojinu nad stredovým pilierom.

Navrhujeme jednu výstuhu hrúbky 20 mm s premennou šírkou, stojina je triedy 4 a preto sa bude redukovať jej plocha vplyvom vydúvania. Do posúdenia výstuhy nad pilierom môžeme započítať aj spolupôsobiacu časť stojiny hlavného nosníka a časť priečnika. Sila pôsobiaca na stojinu je konzervatívne najväčšia reakcia nad pilierom z fázy výstavby, dlhodobého zaťaženia a krátkodobého zaťaženia.



obr. 6-11 Výstuha nad pilierom

hrúbka stojiny	$t_w := 20\text{mm}$
medza klzu ocele	$f_y := 355\text{MPa}$
medza klzu ocele (návrh.)	$f_{yd} := \frac{f_y}{1.0}$
	$\epsilon := \sqrt{\frac{235\text{MPa}}{f_y}}$
šírka výstuhy (premenný prierez)	$b := 0.5 \cdot (420\text{mm} + 270\text{mm}) = 345\text{ mm}$
súčiniteľ kritického napätia ČSN EN 1993-1-5 tab. 4.2	$k_\sigma := 0.43$
prečnievajúce tlačené časti	$\lambda_p := \frac{b \cdot t_w^{-1}}{28.4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 1.14$
súčiniteľ vydúvania	$\rho := \frac{\lambda_p - 0.188}{(\lambda_p)^2} = 0.73$
spolupôsobiaci plocha stojiny	$15 \cdot \epsilon \cdot t_w = 244.08\text{mm}$
efektívna šírka výstuhy	$b_{v,ef} := \rho \cdot b = 253\text{mm}$

Výstuha

šírka výstuhy

$$b_1 := b_{v.ef} = 253 \text{ mm}$$

Časť stojiny priečnika

spolupôsobiaci šírka

$$b_2 := 30 \cdot \epsilon \cdot t_w = 488.17 \text{ mm}$$

Časť stojiny hl. nosníka

spolupôsobiaci šírka

$$b_3 := 30 \cdot \epsilon \cdot t_w = 488.17 \text{ mm}$$

Prierezová plocha

$$A_v := 1 \cdot b_1 \cdot t_w + b_2 \cdot t_w + b_3 \cdot t_w = 24586.77 \text{ mm}^2$$

$$N_{v.Rd} := A_v \cdot f_{yd} = 8728.3 \text{ kN}$$

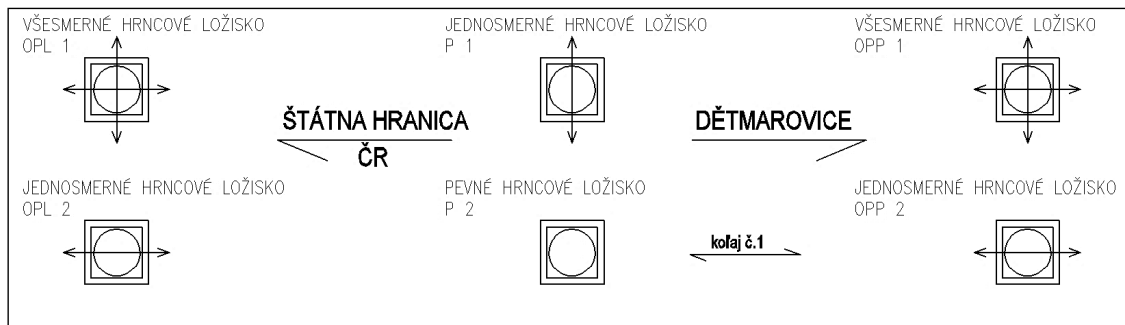
Maximálna reakcia nad podporou

$$N_{v.Ed} := 7247.9 \text{ kN}$$

Posúdenie_zvaru:=	"vyhovuje" if $N_{v.Rd} \geq N_{v.Ed}$ = "vyhovuje" "nevyhovuje" otherwise	$\frac{N_{v.Ed}}{N_{v.Rd}} = 83 \%$
-------------------	---	-------------------------------------

6.8 REAKCIE NA LOŽISKÁ

Schéma uloženia mostnej konštrukcie na hrncové ložiská:



obr. 6-12 Schéma uloženia mostnej konštrukcie.

Pre návrh únosnosti ložiska zistíme z globálnej analýzy maximálne reakcie.

Maximálne reakcie zvislé

Ložisko	Výstavba	Dl. zaťaženie	Kr. zaťaženie	Suma	Rezerva 15%
OPL 1	299.8	669.6	1413.9	2383.3	2740.7
OPL 2	291.3	225.5	1898.2	2415.0	2777.2
P 1	934.5	2187.6	3293.3	6415.4	7377.7
P 2	945.2	836.9	4115.1	5897.2	6781.8
OPP 1	292.9	669.6	1530.7	2493.2	2867.2
OPP 2	299.7	225.5	1956.2	2481.4	2853.6

Minimálne reakcie zvislé

Ložisko	Výstavba	Dl. zaťaženie	Kr. zaťaženie	Suma
OPL 1	299.8	669.6	-343.4	626.0
OPL 2	291.3	225.5	-460.6	56.1
P 1	934.5	2187.6	0.0	3122.1
P 2	945.2	836.9	0.0	1782.1
OPP 1	292.9	669.6	-299.3	663.3
OPP 2	299.7	225.5	-380.4	144.8

Maximálne reakcie priečne

Ložisko	Výstavba	Dl. zaťaženie	Kr. zaťaženie	Suma
OPL 1	0.0	0.0	0.0	0.0
OPL 2	0.2	34.0	289.0	323.2
P 1	0.0	0.0	0.0	0.0
P 2	0.0	68.0	777.0	845.0
OPP 1	0.0	0.0	0.0	0.0
OPP 2	0.2	34.0	287.0	321.2

Maximálne reakcie pozdĺžne

Ložisko	Výstavba	Dl. zaťaženie	Kr. zaťaženie	Suma
OPL 1	0.0	0.0	0.0	0.0
OPL 2	0.0	0.0	0.0	0.0
P 1	4.0	0.0	1670.0	1674.0
P 2	4.0	0.0	1679.0	1683.0
OPP 1	0.0	0.0	0.0	0.0
OPP 2	0.0	0.0	0.0	0.0

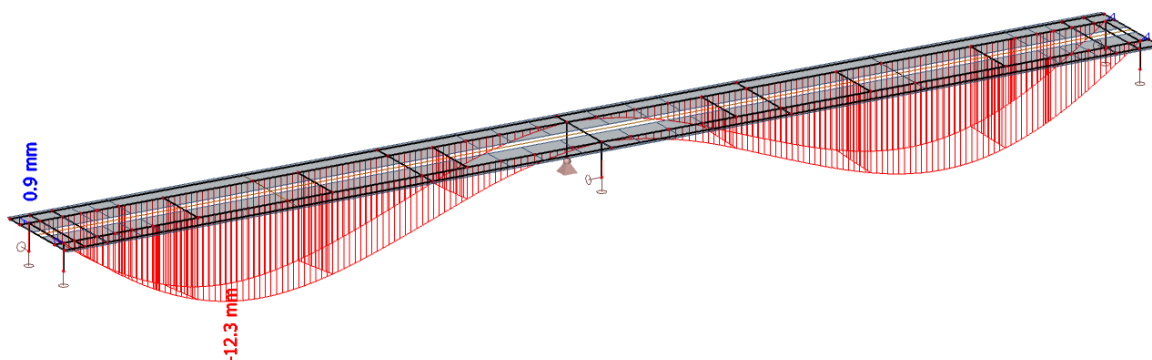
Pre návrh ložisiek z pohľadu priečných síl, je nutné od tabuľkovej hodnoty odpočítať vodorovnú treciu zložku od pôsobenia konštrukcie v zvislom smere. Táto zložka by výrazne zredukovala vodorovné sily od zaťaženia.

7 MEDZNÝ STAV POUŽÍVATEĽNOSTI

7.1 ZVISLÉ DEFORMÁCIE

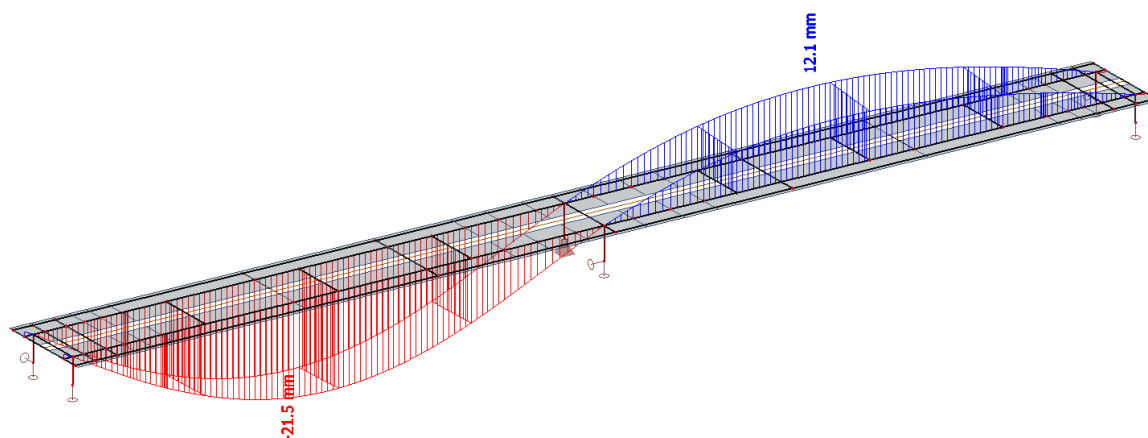
Pre analýzu priehybov bol využitý priestorový model. Medzné zvislé deformácie boli vyšetrované vo všetkých štádiách života konštrukcie.

Priehyb od zaťaženia montážou a betonážou dosky. Pôsobí oceľový a čiastočne po dĺžke spriahnutý oceľový nosník (obr. 7-1).



obr. 7-1 1. Fáza výstavby komb.(MSP výstavba).

Priehyb od krátkodobého zaťaženia, pôsobí plne spriahnutý nosník. Zaťažovací stav pokles podpory nebol v tejto kombinácii zahrnutý (obr. 7-2). Zaťažovacia schéma je model vlaku SW/0 vrátane dynamického súčiniteľa a súčiniteľa triedy trate $\alpha = 1,0$.



obr. 7-2 Krátkodobé zaťaženie komb. (MSP 1406kr).

Prieťah od dlhodobého zaťaženia nie je možné vygenerovať z priestorového modelu, pretože v ňom nie je zahrnuté dotvarovanie betónu. Preto musíme túto hodnotu dopočítať analytickým vyjadrením z charakteristických hodnôt ohybových momentov a zohľadniť tak zmenu tuhosti dotvarovaním.

Hodnotu celkových ohybových momentov vezmeme z tabuľky posudkov pre MSÚ a vydáme súčiniteľom pre stále zaťaženie $\gamma_g = 1.35$. Tento postup nie je úplne odpovedajúci skutočnému pôsobeniu, avšak v rámci diplomovej práce je toto zjednodušenie akceptovateľné. Korektným riešením by bolo vytvorenie TDA analýzy.

Prieťah od ostatného stáleho zaťaženia:

$$w_2 := \frac{5}{348 \cdot E_a \cdot I_{i,d}} \cdot \frac{2234 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\gamma_g} \cdot L_1^2 + \frac{1}{16 \cdot E_a \cdot I_i} \cdot \frac{6938.8 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\gamma_g} \cdot L_1^2 = 15.07 \cdot \text{mm}$$

Súčet prieťahov mostnej konštrukcie:

$$w_{\text{skut.}} := 12.3 \text{ mm} + 21.5 \text{ mm} + 15.07 \text{ mm} = 48.87 \cdot \text{mm}$$

Pre splnenie podmienky, pre železničné mosty navrhujeme montážne nadvýšenie oboch oceľových nosníkov v poli s parabolickým priebehom s maximálnou hodnotou v poli Δ .

$$\Delta := 12.3 \text{ mm} + 0.25 \cdot 21.5 \text{ mm} + 15.07 \text{ mm} = 32.74 \cdot \text{mm}$$

Konečný prieťah konštrukcie po nadvýšení:

$$w := 12.3 \text{ mm} + 21.5 \text{ mm} + 15.07 \text{ mm} - \Delta = 20.53 \cdot \text{mm}$$

Maximálny dovolený prieťah od krátkodobého zaťaženia:

$$w_{\text{max}} := \frac{L_1}{0.7 \cdot 1200} = 28.57 \cdot \text{mm}$$

Posúdenie_MSP_prieťah=	"vyhovuje" if $w_{\text{max}} \geq w$ = "vyhovuje" "nevyhovuje" otherwise
------------------------	--

7.2 OBMEDZENIE TRHLÍN V BETÓNE

Obmedzenie trhlín v oblasti železobetónovej dosky namáhanej ťahom je závislé na vzdialenosti prútov pozdĺžnej výstuže, priemere prútov a ich namáhaní.

Napätie vo výstuži je s vplyvom ťahového spevnenia betónu.

Podmienka pre minimálne vystuženie je splnená

$$A_s = 25735.93 \cdot \text{mm}^2 > \frac{0.72 \cdot k_c \cdot f_{ctm} \cdot A_c}{\sigma_s} = 7554.38 \cdot \text{mm}^2$$

Napätie v hornom rade výstuže nad pilierom odhadneme z návrhového namáhania z tabuľky posudku $\sigma_{sk} = 236,8 \text{ MPa}$.

Pre zvolenú max. šírku trhliny $w = 0,3 \text{ mm}$

Navrhnutá výstuž je priemeru 32 mm a vzdialenosti 125 mm.

tabuľka 10 Najväčšie vzdialenosti prútov výstuže s vysokou súdržnosťou [4]

Napätí ve výstuži σ_s (N/mm ²)	Největší vzdálenost výztužných prutů pro návrhovou šířku trhliny w_k		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

tabuľka 11 Najväčší priemer prútov výstuže s vysokou súdržnosťou [4]

Napětí ve výstuži σ_s (N/mm ²)	Největší průměr výztužného prutu ϕ^* pro návrhovou šířku trhliny w_k		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Z hľadiska veľkosti trhlín je potrebné zmenšiť priemer výstuže, avšak s hľadiska únosnosti je potrebná výstuž s priemerom 32 mm.

Vhodným riešením je pridanie pozdĺžnej vedľajšej výstuže medzi prúty hlavnej výstuže navrhnuté v MSÚ. Pomerným zväčšením plochy výstuže navrhujem vedľajšiu výstuž s priemerom 22 mm.

Napätie vo výstuži by tak dosahovalo približnú hodnotu $\sigma_{sk} = 160.8 \text{ MPa}$. Takto vystužená doska by vyhovovala pre obe kritéria napätosti aj vzdialenosti.

8 POROVNANIE VÝSLEDKOV

8.1 PREDBEŽNÝ VÝPOČET A GLOBÁLNA MKP ANALÝZA

Pri tvorení MKP modelu je predbežný výpočet dôležitý, kvôli porovnaniu a následnej kontrole reakcií od vlastnej hmotnosti, maximálnych vnútorných síl a tvorbe zaťažovacích stavov.

*tabuľka 12 Porovnanie napätí predbežného výpočtu a MKP analýzy
[hodnoty sú uvedené v MPa]*

Kladný moment						
Oblasť kontroly napätia		fáza výstavby	dlhodobé zaťaženie	zmrašťovanie	krátkodobé zaťaženie	Suma napätia
Predbežný výpočet						
oceľ	horné vlákna	-120.6	-27.1	-19.7	-34.1	-201.5
	dolné vlákna	47.6	42.4	26.6	148.0	264.6
betón	doska	0.0	-2.7	1.3	-13.0	-14.3
Globálna analýza MKP						
oceľ	horné vlákna	-70.1	-29.9	-19.7	-38.9	-158.6
	dolné vlákna	29.7	46.8	26.6	169.0	272.1
betón	doska	0.0	-3.0	1.3	-14.8	-16.5
Záporný moment						
Oblasť kontroly napätia		fáza výstavby	dlhodobé zaťaženie	zmrašťovanie	krátkodobé zaťaženie	Suma napätia
Predbežný výpočet						
oceľ	horné vlákna	75.1	39.8	-32.1	99.5	182.3
	dolné vlákna	-37.6	-37.3	-3.0	-93.1	-171.0
betón	doska	0.0	50.2	61.6	125.4	237.2
Globálna analýza MKP						
oceľ	horné vlákna	68.9	82.7	-32.1	130.8	250.3
	dolné vlákna	-31.0	-77.4	-3.0	-122.5	-233.9
betón	výstuž	0.0	104.2	61.6	164.9	330.7

Pre napätie v miestne najväčšieho kladného momentu je značný rozdiel hodnôt napätí vo fáze výstavby čo je spôsobené rozdelením betonáže na dve etapy. Taktiež je rozdiel medzi napätím od krátkodobého zaťaženia a to z dôvodu kombinácií viacerých zaťažovacích stavov, predbežný výpočet obsahoval iba zvislé zaťaženie od dopravy.

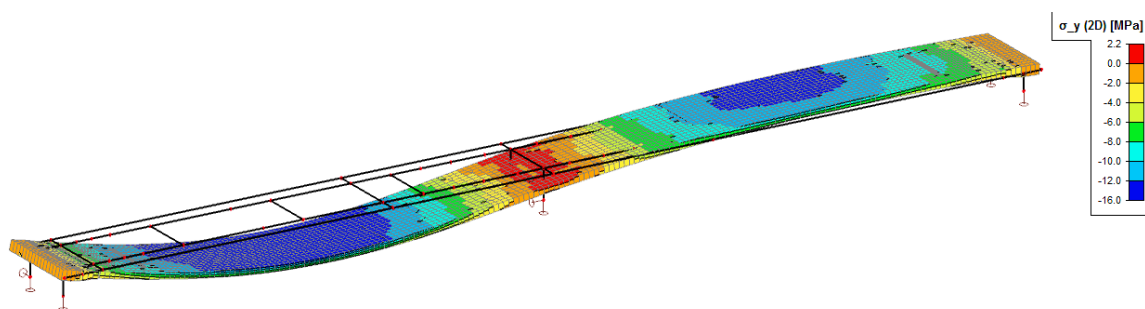
Pre napätie v mieste najväčšieho záporného momentu je najväčší rozdiel v hodnotách od dlhodobého a tiež krátkodobého zaťaženia, príčinou je nezohľadnenie

nábehu oceľového nosníka pri výpočte vnútorných síl. Zatiaľ čo predpísaná redukcia znižuje moment nad vnútornou podporou najviac o 20%, tak kvadratický moment zotrvačnosti ideálneho prierezu v našom prípade nad pilierom je o 40% väčší ako v poli. Preto metóda redistribúcie vnútorných síl a analytické vyjadrenie ohybových momentov zo známych vzťahov pre dvojpoľový spojitý nosník je značne nepoužiteľná a vedie k nesprávnym výsledkom. Z čoho vyplýva nutnosť MKP výpočtu.

8.2 NAPÄTIE V ŽELEZOBETÓNOVEJ DOSKE

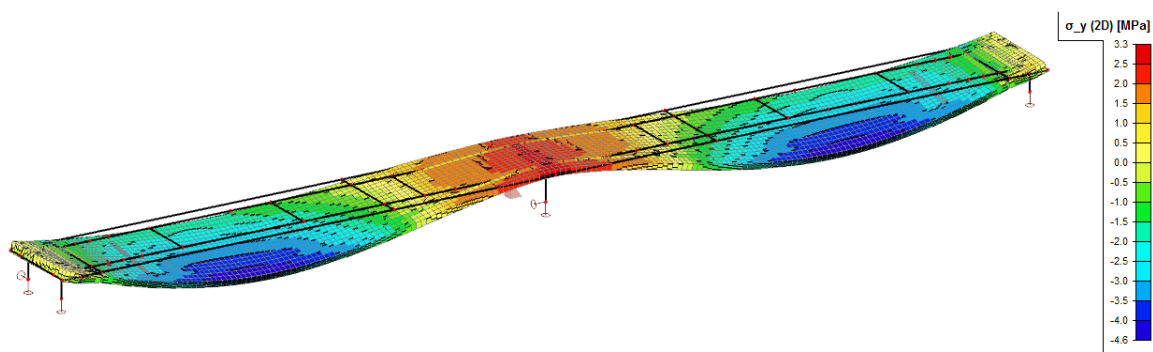
Pre celkovú kontrolu správnosti výpočtu a hlavne správnej funkčnosti MKP modelu, je na obrázkoch nižšie znázornené maximálne tlakové napätie v železobetónovej doske. Hodnoty tohto napätia by mali byť podobné s vypočítanými hodnotami z globálnej analýzy. Orientačne zhodnými hodnotami sa čiastočne vylúči hrubá chyba vo výpočte.

Maximálna hodnota tlakového napätia z 3D modelu je 16 MPa pre krátkodobé zaťaženie. Vypočítaná hodnota tlakového napätia je 14,7 MPa.



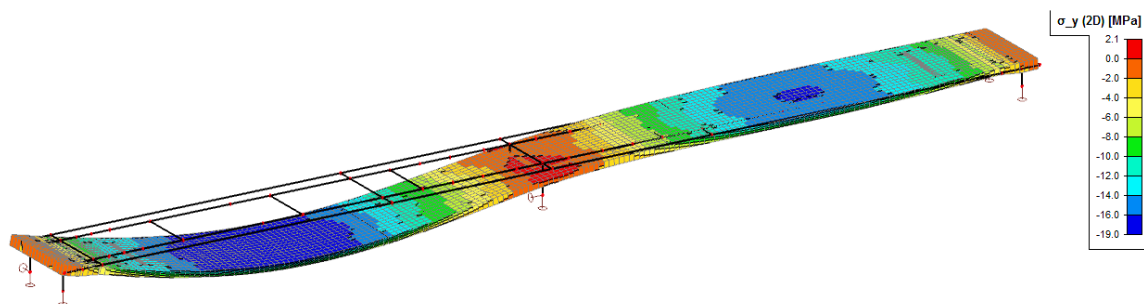
obr. 8-1 Napätie v žb. doske od krátkodobého zaťaženia

Maximálna hodnota tlakového napätia z 3D modelu je 4,6 MPa pre dlhodobé zaťaženie. Vypočítaná hodnota tlakového napätia je 3,0 MPa.



obr. 8-2 Napätie v žb. doske od dlhodobého zaťaženia

Celková hodnota maximálneho napätia z 3D modelu v žb. doske je 19 MPa. Vypočítaná hodnota tlakového napätia je 16,3 MPa. Značné prekročenie návrhovej pevnosti betónu v tlaku je v rámci riešenia diplomovej práce prípustné. Model nezohľadňuje reologické zmeny betónu v čase, ako relaxáciu napätia dotvarovaním a zmrašťovanie.

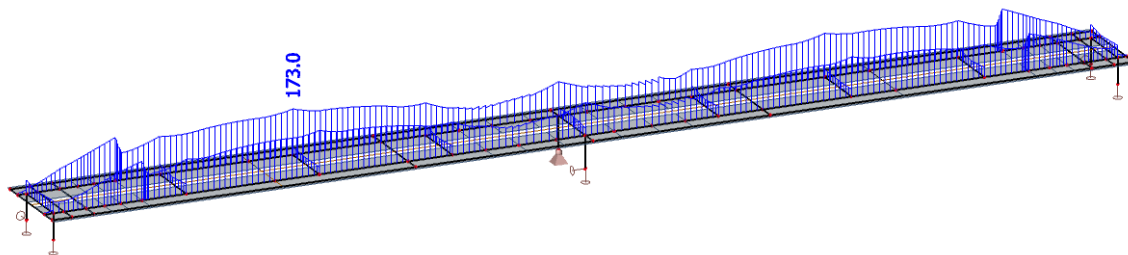


obr. 8-3 Maximálne napätie od zaťaženia

8.3 NAPÄTIE V OCEĽOVOM PROFILE

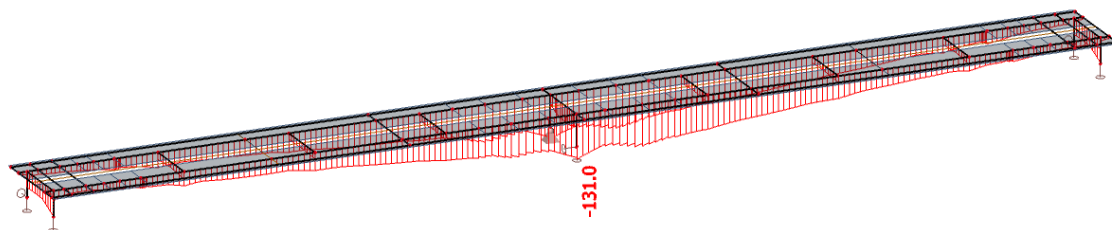
Porovnaním napätia v oceľovom profile od krátkodobého zaťaženia, môžeme odhaliť chybu pri zadávaní prierezu ako pri výpočte tak pri modelovaní.

Maximálne ťahové napätie od krátkodobého zaťaženia v mieste maximálneho momentu je 173,0 MPa, vypočítaná hodnota napätia je 169,0 MPa.



obr. 8-4 Maximálne ťahové napätie v poli

Maximálne tlakové napätie od krátkodobého zaťaženia v mieste maximálneho záporného momentu je 131,0 MPa, vypočítaná hodnota napätia je 122,5 MPa.



obr. 8-5 Maximálne tlakové napätie nad pilierom

Najväčší rozdiel je 6 % a to pri tlakovom napätí nad podporou

9 ZÁVER

Cieľom diplomovej práce bol celistvý projekt zameraný na návrh a posúdenie železničného mostu s hornou spriahnutou oceľobetónovou mostovkou. Okrem podkladov doporučených v zadaní som čerpal z množstva odbornej literatúry, noriem a príručiek pre navrhovanie podľa eurokódov, ktoré mi pomohli rozšíriť si znalosti a vedomosti potrebných pre správny statický výpočet spriahnutej mostnej konštrukcie. Kľúčovým miestom výpočtu bolo správne definovanie vlastností v nadpilierovej oblasti mostu.

Teoretický rozbor sa zahŕňa rozdelenie mostov so spriahnutými a ortotropnými mostovkami používaných v stavebníctve, ich rozdelenie podľa použitia a priestorového usporiadania. Taktiež používanými materiálmi a technológiami vo výstavbe.

Prehľadné rozdelenie typov zaťaženia pre výpočet a tvorbe zaťažovacích kombinácií sa venuje kap. 2.4.

Špecifiká globálnej zjednodušenej analýzy, ktoré sú najdôležitejšou súčasťou pri návrhu spojitých spriahnutých konštrukcií obsahujú prehľad reologických zmien v betóne a následné matematické zjednodušenia pre ich zavedenie do výpočtu. Súčasťou je aj postup pre posúdenie únavových detailov.

Vhodnosť výberu prístupu pri tvorbe priestorového MKP modelu, na základe požadovaných nárokov na výsledky obsahuje kap. 2.7.

Po výbere vhodnej inšpirácie realizovaného mostného objektu bola vytvorená predbežná geometria mostnej konštrukcie a jej predbežný ručný výpočet podľa [16]. Doporučeným spôsobom bola konštrukcia navrhnutá a posúdená pričom bol braný ohľad na všetky špecifické zmeny jej vlastností v čase. Do výpočtu bol zahrnutý spôsob výstavby pri betónovaní železobetónovej dosky, ktorá pôsobila iba na oceľové nosníky až kým nedošlo k spriahnutiu. Takto spriahnutá konštrukcia prenášala ďalšie zaťaženie, ako vlastnú hmotnosť prefabrikovaných ríms, koľajové lôžko atd. a v neposlednom rade zaťaženie od dopravy. Pre každý typ zaťaženia bol vytvorený ideálny prierez ktorý mu vzdoroval svojou tuhosťou. Zohľadnené boli všetky reologické zmeny betónu v tlaku ako napr. dotvarovanie a zmrašťovanie ale taktiež aj zmeny v nadpilierovej oblasti ako ťahové spevnenie betónu. Sčítané napätia od týchto zaťažovacích stavov boli posúdené na medzný stav únosnosti a vyhoveli požiadavkám podľa platných noriem. Nasledoval

výpočet zvislých prieťahov, ktorý má pre železničné mosty veľmi prísne kritéria. Riešením bolo výrobné nadvýšenie oceľových hlavných nosníkov na požadovanú hodnotu.

Predbežný ručný výpočet poskytol podklad pre vytvorenie detailného priestorového modelu v softwéry využívajúcom MKP. Zvolený bol dosko-prúťový model pre jeho výpočtovú nenáročnosť a dostatočne presné výsledky. Vytvorený bol aj model dosko-stenový, ktorý však pre jeho časovú náročnosť na výpočet nebol použitý. Lineárny výpočet preukázal očakávané správanie sa konštrukcie a predbežné hodnoty vnútorných síl, ktoré boli porovnané s ručným výpočtom pre čiastočné odstránenie hrubej chyby pri modelovaní. Nelineárny model bol vytvorený pridaním materiállovej nelinearity tzv. ťahového spevnenia betónu v oblasti nad pilierom po prekročení medze pevnosti betónu v ťahu. Následná analýza konštrukcie po zavedení tohto pružne plastického modulu so spevnením, ukázala jeho dostatočnú funkčnosť a redistribúciu nadpodperového momentu odpovedajúcu normovým odporúčaniam. Vnútorné sily získané z modelu boli aplikované na spriahnutý prierez, ktorý mal rôzne tuhosti pre krátkodobé a dlhodobé zaťaženie. To bolo spôsobené zahrnutím reologických zmien vlastností betónu. Takto posúdené získané napätia vyhoveli vo všetkých kritických rezoch s približnou rezervou 20%. Nutnosť rezervy plynula z únavového namáhania detailov ktoré pre návrhovú životnosť mostu 100 rokov mali vyčerpanú svoju únosnosť takmer na 95%. Výsledkom tohto posúdenia bolo, že všetky časti hlavnej nosnej konštrukcie vyhovujú podľa medzného stavu únosnosti vrátane únavových detailov, ktoré sa posudzovali v rámci medzného stavu používateľnosti.

V závere práce je porovnanie vypočítaných napätí z ručného predbežného výpočtu a zjednodušenej globálnej analýzy, ktoré poukazujú na správnosť statického výpočtu. Rozdiely sú spôsobené prílišným zjednodušením a nevhodným aplikovaním ručného výpočtu na spojitý nosník s nábehmi.

Súčasťou riešenia diplomového projektu bolo aj rozšírenie si znalostí v oblasti navrhovania mostných konštrukcií a s tým spojená vyššia pripravenosť do stavebnej praxe.

ZOZNAM OBRÁZKOV

obr. 2-1 Spriahnutý oceľobetónový most	13
obr. 2-2 Trámový most s ortotropnou mostovkou vystužený oblúkom.....	14
obr. 2-3 Priečne rezy pozemných komunikácií s viacerými nosníkmi [1].....	16
obr. 2-4 Priečne rezy pozemných komunikácií s viacerými nosníkmi [1].....	16
obr. 2-5 Priečne rezy pozemných komunikácií s komorovými nosníkmi [1].....	17
obr. 2-6 Priečne rezy železničných mostov [1].....	17
obr. 2-7 Priečny rez železničnými mostami pre dvojkoľajné trate [1]	18
obr. 2-8 Priečny rez spojitým železničným mostom s dolnou spriahnutou doskou [1]	18
obr. 2-9 Blokové zarážky [3]	19
obr. 2-10 Kotvy a slučky [3].....	19
obr. 2-11 Vľavo použité perforovanej lišty, vpravo spriahovacie prvky Hilti	19
obr. 2-12 Rozmiestnenie spriahovacích tŕňov na oceľovom nosníku [3].....	20
obr. 2-13 Rozmery niektorých spriahovacích tŕňov [1].....	20
obr. 2-14 Skúšobná vzorka vlastností tŕňov, závislosť deformácie od zaťaženia [3]	21
obr. 2-15 Spôsoby porušenia šmykového spojenia tŕňmi [3] a) ušmyknutie tŕňa, b) lokálne porušenie betónu, c) vytrhnutie betónového klina, d) ušmyknutie betónového rebra, e)rozdrvenie bet. rebra alebo ťahové šmykové porušenie	21
obr. 2-16 Fáza výstavby pri realizácii mosta D-203 pri obci Skalité [10]	24
obr. 2-17 Smery zaťaženia vetrom na mostoch [5]	28
obr. 2-18 Nerovnomerná zmena teploty, a) všeobecný priebeh, b) priečny rez, c) zjednodušený diagram	29
obr. 2-19 Vzorec 6.10 [11]	30
obr. 2-20 Vzorec 6.10a (hore) a 6.10b (dolu)[11].....	30
obr. 2-21 Ekvivalentné rozpätie na určenie spolupôsobiacej šírky [12].....	34

obr. 2-22 Redistribúcia ohybových momentov spriahnutých nosníkov [1].....	36
obr. 2-23 Tuhosť spojitého nosníka pri pružnostnom výpočte s trhlinami [3]	36
obr. 2-24 Zmena krivosti prierezu, ohybovej tuhosti spriahnutého trámu vplyvom trhlín [1].....	37
obr. 2-25 Zmena pretvorení a napätí v priereze po prekročení M_{cr}	38
obr. 2-26 Pomerné pretvorenie betónu v čase [1]	39
obr. 2-27 Model nosníka na výpočet zmrašťovania [3]	41
obr. 2-28 Prierezové charakteristiky ideálneho prierezu [3].....	42
obr. 2-29 Metódy výpočtu únosnosti podľa ČSN EN 1991-1 [3].....	43
obr. 2-30 Kritické prierezy na posúdenie odolnosti spojitých nosníkov [3].....	44
obr. 2-31 Krivky únavovej pevnosti pre rozkmitý normálových napätí.....	45
obr. 2-32 Kategórie únavových detailov [15.]	46
obr. 2-33 Roštový model spriahnutého ocel'obetónového mostu [13].....	48
obr. 2-34 Dosko-prúťový model spriahnutého ocel'obetónového mostu	49
obr. 2-35 Škrupinový model spriahnutého ocel'obetónového mostu.....	50
obr. 3-1 Prejazd koľajového vozidla.....	51
obr. 3-2 Pohľad na most nad riekou Olše	52
obr. 3-3 Pohľad na spriahnuté ocel'obetónové nosníky	52
obr. 3-4 Poloha mostnej konštrukcie	54
obr. 3-5 Dovoľené traťové triedy zaťaženia.....	54
obr. 3-6 VMP 3,0 TV	56
obr. 3-7 Pozdĺžny rez, pôvodný stav.....	57
obr. 3-8 Pôdorys, pôvodný stav	57
obr. 3-9 Schéma pozdĺžneho rezu nového stavu.....	58
obr. 3-10 Ocel'ová časť hlavných nosníkov	58
obr. 3-11 Polovica ocel'ovej časti hlavného nosníka	59

obr. 3-12 Rozdelenie hlavných nosníkov na montážne celky	59
obr. 3-13 Hlavná nosná konštrukcia	59
obr. 4-1 Súčiniteľ sily pre mosty $cf_x, 0$ [8].....	68
obr. 4-2 Nerovnomerná zmena teploty	71
obr. 4-3 Zaťaženie výstavbou [5].....	72
obr. 4-4 Porovnanie účinkov železničných zaťažovacích modelov.....	77
obr. 4-5 Schematický prierez nosníka nad vnútornou podporou	93
obr. 4-6 Spriahnutý prierez nosníku pôsobiaci nad vnútornou podporou.....	96
obr. 4-7 Graf závislosti dĺžky mostnej konštrukcie, pomernej zvislej deformácie a rýchlosti trate.	100
obr. 4-8 Charakteristické momenty od SW/0	100
obr. 5-1 Nábehy hlavného nosníka	103
obr. 5-2 Model spriahnutého nosníka	103
obr. 5-3 Spolupôsobiacie šírky spriahnutých nosníkov	103
obr. 5-4 1. fáza výstavby.....	104
obr. 5-5 2. fáza výstavby.....	104
obr. 5-6 3. fáza výstavby.....	105
obr. 5-7 Prevádzková fáza mostnej konštrukcie.	105
obr. 5-8 Zaťaženie prefabrikovanou rímsou, excentricky.	106
obr. 5-9 Zaťaženie koľajovým lôžkom priama časť a excentrická.....	106
obr. 5-10 Model zaťaženia UIC 71.	107
obr. 5-11 Model zaťaženia SW/2.....	107
obr. 5-12 Zostava gr16 v mieste 19,5m od konca mostnej konštrukcie.	108
obr. 5-13 Vietor sprava, pre nezaťažený vlak.....	108
obr. 5-14 Nerovnomerná zmena teploty, oteplenie.....	109
obr. 5-15 Pokles piliera.	109

obr. 5-16 Prvý vlastný tvar straty globálnej stability $\alpha=109$.	111
obr. 5-17 Druhý vlastný tvar straty globálnej stability $\alpha=280$.	111
obr. 5-18 Pružne plastický diagram betónu v tlaku.[14].	112
obr. 5-19 Pružne plastický diagram so spevnením	112
obr. 5-20 Predpokladaný rozvoj trhlín	113
obr. 5-21 Graf vplyvu zmeny tuhosti na vnútorné sily	114
obr. 5-22 Graf závislosti celkového ohybového momentu na tuhosti	115
obr. 6-1 Návrhová normálová sila v mieste $x=10,0$ m a $x=24,0$ m	119
obr. 6-2 Návrhový ohybový moment v mieste $x=10,0$ m a $x=24,0$ m.	119
obr. 6-3 Návrhová posúvajúca sila v mieste $x=4,0$ m a $x=24,0$ m.	119
obr. 6-4 Návrhová normálová sila v mieste $x=10,0$ m a $x=24,0$ m	120
obr. 6-5 Návrhový ohybový moment v mieste $x=10,0$ m a $x=24,0$ m.	120
obr. 6-6 Návrhová posúvajúca sila v mieste $x=4,0$ m a $x=24,0$ m.	120
obr. 6-7 Účinná výška zvaru.	146
obr. 6-8 Zložky napätia v kútovom zvare.	146
obr. 6-9 Detail - montážny spoj.	148
obr. 6-10 Priečnik nad pilierom.	150
obr. 6-11 Výstuha nad pilierom	151
obr. 6-12 Schéma uloženia mostnej konštrukcie.	153
obr. 7-1 1. Fáza výstavby komb.(MSP výstavba).	155
obr. 7-2 Krátkodobé zaťaženie komb. (MSP 1406kr).	155
obr. 8-1 Napätie v žb. doske od krátkodobého zaťaženia.	160
obr. 8-2 Napätie v žb. doske od dlhodobého zaťaženia.	160
obr. 8-3 Maximálne napätie od zaťaženia.	161
obr. 8-4 Maximálne ťahové napätie v poli.	161
obr. 8-5 Maximálne tlakové napätie nad pilierom.	162

ZOZNAM TABULIEK

tabuľka 1: Stanovenie zostav zaťaženie železničnou dopravou [6].....	27
tabuľka 2 Doporučené hodnoty Ψ železničných mostov [11]	32
tabuľka 3 Návrhové hodnoty súčiniteľov γ pre železničné mosty [11].....	33
tabuľka 4 Limity redistribúcie nadpodporových momentov v % z počiatočnej hodnoty [12]	36
tabuľka 5 Pomerné pretvorenie betónu, zmrašťovaním pri vysychaní [14].....	89
tabuľka 6 Súčinitele použité pre kombinácie	110
tabuľka 7 Vnútorne sily, globálna analýza.....	117
tabuľka 8 Vnútorne sily, globálna analýza.....	118
tabuľka 9 Min. účinná výška zvaru vzhľadom na hrúbku plechu.	147
tabuľka 10 Najväčšie vzdialenosti prútov výstuže s vysokou súdržnosťou [4] ..	157
tabuľka 11 Najväčší priemer prútov výstuže s vysokou súdržnosťou [4].....	157
tabuľka 12 Porovnanie napätí predbežného výpočtu a MKP analýzy [hodnoty sú uvedené v MPa]	159

ZOZNAM POUŽITEJ LITERATÚRY

- [1] KVOČÁK, Vincent, Josef VIČAN, Jozef GOCÁL, Jaroslav ODROBIŇÁK a Richard HLINKA. *Navrhovanie ocelových mostov podľa európskych noriem*. Košice: Technická univerzita v Košiciach, 2013. Edícia vedeckej a odbornej literatúry. ISBN 978-80-553-1614-7.
- [2] KARMAZÍNOVÁ, M., *Kovové mosty 1, modul m04, sprážené ocelobetonové mosty*. Brno: Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia, 2006.
- [3] KOZÁK, Jiří, Jozef LAPOS a Štefan GRAMBLIČKA. *Spriahnuté a kombinované ocelobetónové konštrukcie pozemných stavieb*. Bratislava: Jaga group, 2000. ISBN 80-88905-32-X. [4] ČSN 73 6200 Mosty – Terminologie a třídění.
- [4] ČSN EN 1994-2, *Eurokód 4: Navrhování sprážených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty*, ČNI, 2007
- [5] ČSN EN 1991-1-1, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*, ČNI, 2004
- [6] ČSN EN 1991-2 ed. 2, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*, ČNI, 2015.
- [7] ROTTER, Tomáš. *Ocelové konstrukce 30: ocelové mosty, pomůcka pro cvičení*. Vyd. 2. přeprac. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2001. ISBN 80-01-02352-4.
- [8] ČSN EN 1991-1-4 ed. 2, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*, ČNI, 2013.
- [9] ČSN EN 1991-1-5, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*, ČNI, 2005.
- [10] www.asb.sk/inzinierske-stavby/mosty
- [11] ČSN EN 1990, *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, ČNI, 2004.
- [12] ČSN EN 1994-1-1, *Eurokód 4: Navrhování sprážených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ČNI, 2006.
- [13] LAŠTÍK, M. *Analýza pôsobenia ocelovo-betónového spriahnutého mosta*, SVOČ VŠB TUO, 2017.

- [14] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ČNI, 2011.
- [15] ČSN EN 1993-1-9, *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava*, ČNI, 2006
- [16] ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.
- [17] STUDNIČKA, Jiří. *Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1994-1-1*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-85-6.
- [18] MACHÁČEK, Josef. *Navrhování ocelových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8 ; Navrhování hliníkových konstrukcí : příručka k ČSN EN 1999-1*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-86-3.